



Escola de Camins
Escola Tècnica Superior d'Enginyeria de Camins, Canals i Ports
UPC BARCELONATECH

TESIS DE MÁSTER

Máster

Ingeniería Estructural y de la Construcción

Título

VULNERABILIDAD DE VIVIENDAS EN LA
FRANJA DEL PACÍFICO DE NICARAGUA
FRENTE A ENJAMBRES SÍSMICOS

Autor

Rosa Eva González Espinel

Tutor

Jesús-Miguel Bairán y Luis Montoya

Intensificación

Estructuras

Fecha

Junio de 2018

RESUMEN

Considerando que en los últimos años se han desarrollado diversos proyectos de vivienda de interés social en la ciudad de Managua, y que además se reconoce que la tipología estructural usada para este fin está constituida primordialmente por sistemas de mampostería tanto reforzada como confinada que podrían contar con una particular vulnerabilidad a la acción sísmica, en el presente trabajo se analiza el comportamiento sísmico de éstas estructuras y el cumplimiento de ciertos criterios de evaluación establecidos en la norma local.

Los primeros capítulos de este trabajo están dedicados a una descripción breve de los métodos de análisis estáticos y dinámicos, tanto en el rango de comportamiento lineal como no lineal; y a los requisitos de diseño de la norma nicaragüense actual, RNC-07. Este marco teórico es la base sobre la cual se desarrolla los capítulos posteriores.

Seguidamente, se presenta los dos casos de estudio que fueron analizados. Estos están comprendidos por una estructura de mampostería confinada y una reforzada, respectivamente, ambas de un piso de altura. Las estructuras han sido modeladas siguiendo los detalles disponibles en planos de construcción correspondientes a proyectos reales en la ciudad de Managua.

Para poder llevar a cabo el análisis no-lineal estático y dinámico de estas estructuras, las características no lineales de los materiales son consideradas y modeladas en los programas computacionales usando modelos de no linealidad del material. Usando estos modelos y aplicando las cargas recomendadas por la normativa, se realizó la evaluación del desempeño estructural de cada una de estas estructuras con el fin de analizar los posibles riesgos derivados de las acciones sísmicas.

A lo largo de este trabajo se ha podido reconocer la importancia de mantener una consistencia entre las acciones (demanda sísmica) y los requisitos o criterios de evaluación y diseño que establecen las normativas locales. Es usual que los capítulos de normativa de construcción, y especialmente normativa sísmica, de países en vía de desarrollo, hagan referencia a códigos de diseño extranjeros en los que la demanda sísmica se aleja demasiado de la realidad local. Es por esto por lo que, en este trabajo, para el análisis dinámico no-lineal de los casos de estudio se han usado registros sísmicos propios de la zona de estudio, registros compatibles con el espectro de la norma local RNC-07 y un caso de comparación con registro compatible con el método de escalamiento del Eurocódigo EC-08.

Ha podido notarse que luego de analizar las tipologías estructurales descritas, bajo las demandas específicas en este trabajo, la probabilidad de alcanzar o exceder niveles de daño de colapso es relativamente baja (del 25%). A pesar de estos resultados positivos, se identifica la necesidad de considerar posibles daños por fatiga a consecuencia de acciones sucesivas de terremotos de distintas magnitudes, los cuales se presentan de manera habitual a manera de enjambres sísmicos propios de la zona estudiada.

Este proyecto se enmarca en un proyecto del Instituto de la Cooperación Internacional de la UPC, con colaboración con instituciones locales de Nicaragua.

Palabras claves: viviendas de interés social, vulnerabilidad, capacidad, fatiga.

ABSTRACT

Considering that in the last years various social interest housing projects have been developed in the city of Managua, and that also it is recognized that the structural typology used to these means are composed mainly reinforced and confined masonry systems which could demonstrate a particular vulnerability against seismic action, present work analyzes the dynamic behavior of these structures and accomplishment of certain code-based evaluation criteria.

Introductory chapters of this study are dedicated to a brief description of both linear and non-linear behavior under static and dynamic analysis methods; and to discuss about seismic design requirements established in current Nicaragua regulation code, RNC-07. Based on this theoretical framework later chapters are developed.

Following this, two analyzed study cases are presented. These include both a reinforced- and a confined-masonry system structure, respectively, being a one-story system one of each. These structures have been modeled according to actual information from structural plans available from real projects executed in the city of Managua.

In order to carry out the static non-linear and dynamic analyses of the structures, material non-linearities are considered and modeled in computational analysis programs, considering non-linear materials. Using these models and applying the code-based lateral forces, the structural performance of each structure was evaluated with the purpose of define possible risk scenarios derived from seismic actions.

Along this work, the importance of keeping an entire consistency between seismic actions (seismic demand) and code requirements, evaluation and design criteria established in local standards has been recognized. Usually, some design requirements standards in developing countries, specially those accounting for seismic design, are based or referenced on foreign ones in which seismic demand is way different than local reality. For this reason, in this study in order to execute non-linear time history dynamic analyses, seismic records have been carefully selected. Seismic data recorded in the zone has been used, also spectrum compatible records has been created for both RNC-07 and EC-08 design spectrum targets.

By the end of this work it's been noted that, after evaluating the aforementioned structural typologies, subjected under the load systems also mentioned, the probability of reaching or exceeding collapse damage levels is relatively low (25%). In spite of these positive results, the need of accounting for possible fatigue-induced damage is identified. The action of successive

earthquakes of different magnitudes could generate an environment in which the fatigue is the main damage generator for these typologies. These seismological characteristics are common in the studied zone.

This study is framed into an UPC's International Cooperation Institute project, also supported by local Nicaragua institutions.

Key words: social interest housing, vulnerability, capacity, performance, fatigue.

AGRADECIMIENTO

Agradezco primeramente a mis padres, Jaime y Eva, por siempre brindarme su apoyo y amor ante nada, con todos sus conocimientos, enseñanzas, y ayudarme a cumplir mis objetivos, siempre estaré eternamente agradecida, a mi hermano Jaime Andrés por ser mi cómplice y siempre brindarme su ayuda, y al mejor esposo del mundo Sebastián, quien es el pilar de mi vida, y ser mi apoyo ante todas las cosas.

A mi tutor Jesús Bairán, por la confianza depositada en permitirme colaborar en el proyecto, su incondicional ayuda, y su conocimiento brindado para el desarrollo en este trabajo.

A mis amigos, que hicieron que Barcelona se sienta un segundo hogar, y a los amigos de Ecuador que siempre han estado presentes y acortando las distancias.

A Dios por la vida, y darme la oportunidad cada día de aprender algo nuevo.

Agradezco al Instituto de la Cooperación Internacional de la UPC por el apoyo en el proyecto.

ÍNDICE GENERAL

Resumen	i
Abstract.....	iii
Agradecimiento.....	v
Índice general.....	vi
Índice de tablas	ix
Índice de figuras	xi
1. Introducción	1
1.1 Motivación	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo general.....	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Metodología	3
1.4 Contenido documentación	3
2. Estado del conocimiento	5
2.1 Evaluación sísmica	5
2.1.1 Desempeño de las estructuras.....	6
2.1.2 Tipos de análisis	8
2.2 Modelos de resistencia.....	19
2.3 Modelo de columna ancha.....	22
2.4 Modelo de elementos finitos	30
2.5 Normativa vigente en Nicaragua	34
3. Sismicidad de Managua	45
4. Criterios comunes de los casos de estudio	51
5. Caso de estudio: mampostería confinada	54
5.1 Caracterización de la estructura	54

5.2	Análisis estático lineal	57
5.2.1	Verificación de elemento columna.....	59
5.2.2	Verificación de elemento viga.....	60
5.2.3	Verificación elementos muros de mampostería	61
5.3	Análisis modal espectral	67
5.4	Rotulas plásticas	69
5.5	Análisis Pushover	70
5.5.1	Análisis en dirección X	70
5.5.2	Análisis en dirección Y.....	72
5.5.3	Curvas de fragilidad y Distribución de daño	73
5.6	Análisis time history.....	74
6.	Caso de estudio: mampostería reforzada.....	75
6.1	Caracterización de la estructura	76
6.2	Análisis estático lineal.....	79
6.2.1	Verificación de la resistencia de la mampostería reforzada	79
6.3	Análisis modal espectral	83
6.4	Rotulas plásticas	85
6.5	Análisis Pushover.....	86
6.5.1	Análisis en la dirección X	87
6.5.2	Análisis en la dirección Y.....	88
6.5.3	Curvas de fragilidad y Distribución de daño	90
6.6	Análisis paso a paso	91
7.	Análisis fuera del plano	92
7.1	Caso mampostería confinada	92
7.1.1	Flexo-compresión fuera del plano.....	92
7.1.2	Análisis a fatiga.....	99
7.2	Caso mampostería reforzada.....	106

8.	Conclusiones y recomendaciones	107
8.1	Conclusiones generales y específicas	107
8.2	Recomendaciones de futuros trabajos	108
9.	Bibliografía	110
10.	Anexos	114

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 2-1 Irregularidades Estructurales.....	6
Tabla 2-2 Formulas del método de columna ancha.....	24
Tabla 2-3 Modelo analítico mampostería reforzada considerando refuerzo	27
Tabla 2-4 Parámetros ciclos de histéresis.....	28
Tabla 2-5 Modelos de grieta.....	33
Tabla 2-6 Títulos principales RNC-07.....	34
Tabla 2-7 Categorías de Importancia de Estructuras	36
Tabla 2-8 Factores de Ductilidad (R).....	38
Tabla 2-9 Clasificación del suelo	43
Tabla 2-10 Factor S	43
Tabla 3-1 Registros sísmicos de enjambres año 2016	48
Tabla 4-1 Coeficientes de Seguridad Mampostería.....	53
Tabla 5-1 Pesos Unitarios Caso Mampostería Confinada	56
Tabla 5-2 Carga Muerta Mampostería Confinada.....	56
Tabla 5-3 Dimensión mínima el Muro Mampostería Confinada.....	58
Tabla 5-4 Datos de mampostería confinada.....	62
Tabla 5-5 Solicitaciones mampostería confinada.....	62
Tabla 5-6 Propiedades geométricas de los muros.....	63
Tabla 5-7 Resistencia a compresión en el Plano	64
Tabla 5-8 Resistencia a Flexo compresión en el plano del muro	65
Tabla 5-9 Resistencia a flexión compuesta en el plano	66
Tabla 5-10 Resistencia a esfuerzo cortante	67
Tabla 5-11 Periodos fundamentales de la estructura.....	67
Tabla 5-12 Cortante Basal	68
Tabla 5-13 Valores de Curva de desempeño Dirección X	71
Tabla 5-14 Valores de Curva de desempeño Dirección Y.....	72

Tabla 6-1 Peso unitario de los materiales	78
Tabla 6-2 Carga muerta de la estructura.....	78
Tabla 6-3 Carga muerta del techo	78
Tabla 6-4 Periodos fundamentales de la estructura	84
Tabla 6-5 Cortante basal.....	85
Tabla 6-6 Valores de Curva de desempeño Dirección X	87
Tabla 6-7 Valores de Curva de desempeño Dirección Y.....	89
Tabla 7-1 Datos del muro.....	93
Tabla 7-2 Flexión perpendicular a la junta de asiento	94
Tabla 7-3 Flexión paralela a la junta de asiento.....	95
Tabla 7-4 Aceleración máxima por Flexión paralela a junta de asiento.....	95
Tabla 7-5 Momento resistente (Iteraciones)	99
Tabla 7-6 Esfuerzo requerido máximo.....	99
Tabla 7-7 Datos del muro.....	100
Tabla 7-8 Factor de reducción de Sismo original.....	101
Tabla 7-9 Escenarios de daño por fatiga.....	104
Tabla 7-10 Carreras de cargas	105

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2-1 Nivel de desempeño de estructuras	7
Figura 2-2 Zapatas en mampostería.....	8
Figura 2-3 Diagrama de análisis sísmico.....	9
Figura 2-4 Incertidumbre del análisis dinámico	10
Figura 2-5 Esquema del método simplificado de análisis	10
Figura 2-6 Esquema de espectro de diseño	11
Figura 2-7 Respuesta de la estructura ante cargas laterales sísmicas	12
Figura 2-8 Esquema Push-Over	12
Figura 2-9 Curva de desempeño tipo.....	13
Figura 2-10 Diagrama de solución del desplazamiento en intervalos de tiempos.....	15
Figura 2-11 Diagrama del método de aceleración promedio constante	16
Figura 2-12 Diagrama del método de aceleración lineal	17
Figura 2-13 Diagrama de Método Wilson- θ	17
Figura 2-14 Diagrama de Newmark- β	18
Figura 2-15 Diagrama de idealización de modelos de elementos vigas-columnas.....	19
Figura 2-16 Diagrama Momento-Curvatura Hormigón Armado.....	21
Figura 2-17 Contribución de las deformaciones por flexión y cortante a la deformación total	22
Figura 2-18 Modelo de columna ancha	23
Figura 2-19 Modelo analítico del método de columna ancha	23
Figura 2-20 Factor β de condiciones de borde.....	25
Figura 2-21 Evolución del patrón de daño ante fuerzas horizontales	25
Figura 2-22 Envoltorio histérico de la mampostería.....	26
Figura 2-23 Mecanismo de colapso de muros ante cargas laterales	26
Figura 2-24 Rotulas a corte y flexión	28
Figura 2-25 Idealización de la estructura.....	30

Figura 2-26 Esquema FEM.....	30
Figura 2-27 Modelos de elementos finitos	31
Figura 2-28 Diagrama de Tonti de ecuaciones del campo discreto.....	32
Figura 2-29 Modelo de la ecuación constitutiva del hormigón y la mampostería.....	32
Figura 2-30 Modelo de ecuación constitutiva plástico	33
Figura 2-31 Fractura del material del hormigón y de la mampostería	33
Figura 2-32 Diagrama de flujo de Factor R.....	37
Figura 2-33 Condición de regularidad (Altura y base).....	39
Figura 2-34 Condición de regularidad (Base)	39
Figura 2-35 Condición de regularidad (Entrantes y salientes).....	39
Figura 2-36 Condición de regularidad (Aberturas)	40
Figura 2-37 Diagrama de flujo de corrección por Regularidad Estructural.....	41
Figura 2-38 Zonificación Sísmica de Nicaragua.....	42
Figura 2-39 Espectro sísmico.....	44
Figura 3-1 Terremotos desde 1973-1999 mayores a 6 Escala de Richter.....	45
Figura 3-2 Mapa de sismicidad de Nicaragua 1993-2000.....	46
Figura 3-3 Fallas de Managua.....	46
Figura 3-4 Fallas activas de Managua.....	47
Figura 3-5 Registro Sísmico 1972 6:29 am.....	47
Figura 3-6 Registro Sísmico 1972 7:19 am.....	48
Figura 3-7 Registros Sísmicos de Enjambres año 2016	49
Figura 3-8 Espectro Normativa y Espectro Sismo 1972	49
Figura 3-9 Espectro Enjambres.....	50
Figura 4-1 Espectro de diseño Casos de estudios.....	53
Figura 5-1 Elementos estructurales Mampostería Confinada	55
Figura 5-2 CM y CV mampostería confinada.....	59
Figura 5-3 Envolvente de cargas	59

Figura 5-4 Diagrama Momento-Curvatura C1	60
Figura 5-5 Ejes de la estructura	63
Figura 5-6 Modos de vibración de la estructura.....	68
Figura 5-7 Porcentaje de masas en participación Modal (%)	68
Figura 5-8 Curvas de capacidad de mampostería confinada	69
Figura 5-9 Muros de la estructura	69
Figura 5-10 Curvas de capacidad de mampostería confinada	70
Figura 5-11 Curva de desempeño Dirección X.....	70
Figura 5-12 Formación de rotulas Dirección X	71
Figura 5-13 Curva de desempeño Dirección Y	72
Figura 5-14 Formación de rotulas Dirección Y	73
Figura 5-15 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección X)	73
Figura 5-16 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección Y)	74
Figura 6-1 Modelo mamposteria reforzada.....	75
Figura 6-2 Plano en planta de la estructura.....	75
Figura 6-3 Envoltentes de cargas.....	79
Figura 6-4 Muro critico	80
Figura 6-5 Datos Muro critico	80
Figura 6-6 Diagrama de interacción muro critico	83
Figura 6-7 Modos de vibración de la estructura.....	84
Figura 6-8 Porcentaje de masas en participación Modal (%)	84
Figura 6-9 Curvas de capacidad mampostería reforzada	85
Figura 6-10 Muros de la estructura	86
Figura 6-11 Curvas de capacidad de mampostería reforzada.....	86
Figura 6-12 Curva de desempeño Dirección X.....	87
Figura 6-13 Formación de rotulas Dirección X	88
Figura 6-14 Curva de desempeño Dirección Y	89

Figura 6-15 Formación de rotulas Dirección Y	90
Figura 6-16 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección X)	91
Figura 6-17 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección Y)	91
Figura 7-1 Modelos analíticos de mecanismos fuera del plano.....	92
Figura 7-2 Flexo-compresión fuera del plano	93
Figura 7-3 Diagrama del muro.....	93
Figura 7-4 Líneas de fluencia	96
Figura 7-5 Líneas de fluencia segmento triangular (Trabajo externo).....	97
Figura 7-6 Líneas de fluencia segmento rectangular (Trabajo externo).....	98
Figura 7-7 Esquema Muro.....	100
Figura 7-8 Espectros de sismo original y modificado	102
Figura 7-9 Acelerogramas.....	102
Figura 7-10 Método de escalamiento Eurocódigo.....	103

1. INTRODUCCIÓN

1.1 MOTIVACIÓN

El peligro sísmico se define como el grado de exposición de un sitio hacia los movimientos sísmicos, refiriéndose a las máximas intensidades que éste puede presentar en el sitio (Meli, Roberto & Bazán, E.)[1]. Por otro lado, la vulnerabilidad sísmica es una característica propia de la estructura, es decir, su capacidad ante una demanda dada. En este trabajo se estudiará la respuesta sísmica de las viviendas de interés social en la franja del Pacífico de Nicaragua, considerando el peligro sísmico definido en la normativa vigente (RNC-07)[2] así como algunos registros sísmicos del emplazamiento.

La capital de Nicaragua, Managua, sufrió uno de los eventos sísmicos más catastróficos estudiados en la historia reciente, conocido como el sismo de Managua de 1972. Las consecuencias del mismo fueron aproximadamente 4,000 a 6,000 muertos, y alrededor de \$600,000,000 y \$1,000,000,000 de pérdidas económica (Mallin, J.)[3], que determina la necesidad de reducir la vulnerabilidad de las estructuras y como principal objetivo salvaguardar vidas, que es el criterio para estructuras estudiadas en este trabajo.

Ante dicho evento, se realizó un esfuerzo para conocer mejor la geología local y un monitoreo continuo de la sismicidad. Hasta que, en el año 1992 se mejoró el registro sísmico de analógico al digital, lo que mejora la calidad de la localización. (Segura, F.)[4]

Nicaragua se localiza en el borde Oeste de la placa del Caribe, y la Placa de Cocos se sumerge bajo ella, en la Trinchera Mesoamericana, con una velocidad relativa de aproximadamente 8 cm/año. Por otro lado, Managua está ubicada en una zona volcánica sobre una depresión tectónica, o graben, de poca profundidad caracterizada por múltiples fallas superficiales que atraviesan la ciudad. Por lo tanto, la ciudad puede verse afectada por sismos en los bordes de placa, pero también por sismos locales, muy superficiales, que se presentan en forma de enjambres sísmicos.

Ante dichas necesidades de salvaguarda la vida de sus habitantes, en el país se han creado normas para la construcción, determinando las buenas prácticas constructivas, y un diseño sismo-resistente de las edificaciones, como es la norma RNC-07.

Por otro lado, motivado por la necesidad habitacional de la ciudad, en los últimos años se están desarrollando diversos proyectos de viviendas de interés social, de bajo coste o con medidas

condiciones de financiación favorables. En estos proyectos coexisten sistemas constructivos tradicionales con otros de nueva implementación en la zona.

La mayoría de estos proyectos habitacionales son viviendas unifamiliares de un piso. Esta solución es debida a la tradición afianzada en el país. Sin embargo, estas viviendas de baja altura pueden ser vulnerables a los sismos superficiales locales. Hecho que quedó en evidencia en el sismo de 1972.

La razón de este trabajo es contribuir al estudio de dichos eventos, ante la suma de esfuerzos para reducir las pérdidas económicas y salvaguardar vidas, con este objetivo, se utiliza la normativa vigente del país, y la información proporcionada sobre los eventos sísmicos de relevancia y la determinación del desempeño de algunas de las tipologías estructurales usadas en las viviendas de interés social. Para ello, se emplea metodologías de Análisis No Lineal Estático y Dinámico.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo general

- Evaluar el desempeño sísmico de los casos de estudios representativos de interés social, con el objetivo de identificar su vulnerabilidad, ante la demanda de diseño de la normativa actual y frente a situación de enjambre sísmico.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Determinación de la demanda sísmica según la normativa RNC-07.
- Selección y caracterización de eventos sísmicos de Nicaragua según registros sísmicos.
- Modelización de las estructuras y determinación de su desempeño ante diferentes escenarios.
- Estimación inicial de la respuesta sísmica mediante métodos de análisis lineal.
- Evaluación del desempeño sísmico de las estructuras frente a la demanda local, mediante análisis no-lineal tipo “*Push-Over*” y análisis no lineal transitorio (“*Time History Analysis*”)
- Determinación y evaluación de la sollicitación crítica de las estructuras y de los daños esperables.
- Comparación entre análisis y evaluación del desempeño estructural y analizar los posibles riesgos frente a una situación de enjambre sísmico.

1.3 METODOLOGÍA

En el presente trabajo se utilizará programas computacionales de análisis estructural, y de programación para cumplir los objetivos en el cual, primeramente, se comprobará el requerimiento por normativa de los diferentes elementos estructurales de los casos de estudios, posteriormente se realizará un Análisis No lineal, y se evaluará los criterios de desempeño sísmico ante diferentes amenazas posibles.

1.4 CONTENIDO DOCUMENTACIÓN

El contenido de cada capítulo tiene como descripción general las siguientes:

Capítulo 1: Introducción

En este capítulo se presenta la motivación sobre la realización de esta tesis, objetivo general y específicos, metodología que va a ser empleada, y el contenido de documentación, en el cual se explica el contenido de cada capítulo.

Capítulo 2: Estado del Conocimiento

En este capítulo se aborda el estado del arte, sobre la evaluación sísmica empleada, los modelos de resistencia sobre los materiales estudiados (Mampostería confinada, mampostería reforzada y hormigón armado), el modelo de columna ancha, modelo de elementos finitos y sobre la normativa vigente de Nicaragua.

Capítulo 3: Sismicidad de Managua

En este capítulo se incluye la información sobre la reseña sísmica de Managua, y de acelerogramas de registros sísmicos locales, de cuales se utilizaron para la evaluación sísmica, y se presenta la comparación con el espectro de diseño de la normativa.

Capítulo 4: Criterios comunes de los casos de estudios

En el capítulo 4 se definen las características generales comunes en los casos de estudios, utilizados en los análisis de los capítulos posteriores.

Capítulo 5: Caso de estudio: Mampostería confinada

En este capítulo se presenta los resultados sobre la evaluación de una vivienda tipo de sistema estructural de mampostería confinada.

Capítulo 6: Caso de estudio Mampostería reforzada

En el capítulo 6 se muestran los resultados del caso de estudio de la mampostería reforzada, de una vivienda tipo.

Capítulo 7: Análisis fuera del plano

En el capítulo se desarrolla la predicción de la susceptibilidad de los casos de estudio, sobre su susceptible falla y sobre la fatiga frente a las solicitaciones analizadas.

Capítulo 8: Conclusiones y recomendaciones

En este capítulo se expone las conclusiones obtenidas de los resultados y en el desarrollo de los diferentes temas las recomendaciones sobre la aplicación de métodos, y comparaciones de normativa con los resultados obtenidos.

Capítulo 9: Bibliografía

En este capítulo se encuentran referenciados los documentos que han sido utilizados en este documento.

Capítulo 10: Anexos

En este capítulo final se presentan los anexos.

2. ESTADO DEL CONOCIMIENTO

2.1 EVALUACIÓN SÍSMICA

Las estructuras se diseñan según los códigos de construcción, los cuales son esenciales para cumplir con los requisitos legales de una institución que regula y controla el diseño de un área en específico según su localización geográfica. El primer código de construcción data de siglo XVII a.C., el código de Hammurabi, y los códigos sísmicos son relativamente nuevos, el primero es de 1927 el “*The Pacific Coast Building Officials*”. Las primeras observaciones realizadas fueron de 1857 en el terremoto de Nápoles, por Robert Mallet, citado frecuentemente como el primer Ingeniero Sísmico. En 1891 en el terremoto de Mino-Owari, en Japón, se formó una comisión de investigación sísmica donde se propuso utilizar una fracción del peso total para la fuerza lateral. Similarmente en el año 1908 en el terremoto de Messina, Italia, su comité recomendó diseñar con una fuerza lateral para el primer piso del $1/12$, y segundo y tercer piso $1/8$, correspondiente del peso total de la Estructura. (Villaverde, R.)[5]

Desde entonces, la ingeniería sísmica se ha difundido por todo el mundo. El conocimiento es cada vez mayor hacia la información registrada, avances en métodos de análisis dinámicos, e investigaciones experimentales, y desarrollo de nuevas técnicas para proteger las estructuras. Como resultado, las ciudades y la población van reduciendo su vulnerabilidad a los devastadores efectos de los terremotos.

En (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6], citando a (Díaz-Infante, C.)[7], que realizó un estudio de las características estructurales de viviendas de interés social, menciona la inconsistencia entre los mismos criterios de diseño y peligro sísmico de cada zona. Se debe considerar las diferentes características sísmicas del sitio, tales como frecuencia y aceleraciones, por lo cual se debe establecer dichas características zonificando.

Los principales factores de los daños sísmicos se pueden dividir en tres grupos según (Lindeburg, M.; Baradar, M.)[8]:

- Característica del movimiento sísmico:
 - Aceleración máxima del terreno
 - Duración del movimiento
 - Frecuencia
 - Longitud de la falla

- Características del sitio:
 - Distancia entre el epicentro y la estructura
 - Geología entre el epicentro y la estructura
 - Condiciones del suelo en el sitio
 - Periodo natural del sitio
- Características de la estructura:
 - Periodo natural y amortiguamiento de la estructura.
 - Edad y método constructivo de la estructura.
 - Detalles constructivos de la estructura, refiriéndose a si éstos son adecuados para proveer de ductilidad a la misma.

Los tipos de análisis parten de un modelo matemático que representa la distribución espacial de masa y rigidez de los elementos que representan una proporción significativa para la distribución de fuerzas y deformaciones en la estructura. El tipo de análisis según normativas se determina según el tipo de estructura, y su clasificación según sus irregularidades estructurales en planta y elevación (ASCE)[9], se muestran en la Tabla 2-1.

Irregularidades Estructurales	Irregularidades Estructurales
Verticales	Horizontales
Piso Débil	Torsional
Piso Blando	Esquina Entrante
Masa	Discontinuidad de Diafragma
Vertical Geométrica	Desviaciones fuera del plano
Discontinuidad en el plano de los elementos verticales resistentes a las fuerzas laterales	Sistema No Paralelo

Tabla 2-1 Irregularidades Estructurales

2.1.1 Desempeño de las estructuras

En el diseño de las estructuras sísmicas depende del nivel de desempeño que se requiere frente a eventos de diferentes probabilidades de ocurrencia y la categoría de importancia estructura. En la Figura 2-1, se muestra la relación entre el desempeño o nivel prestacional requerido frente a eventos

frecuentes, de diseño y sismo máximo creíble (MCE), para estructuras de importancia normal, alta y esencial. Por lo general, un sismo frecuente se considera aquel con tasa de excedencia de 50% en 50 años, la tasa de excedencia del sismo de diseño o raro es de 10% en 50 años, y la tasa de excedencia del MCE es de 2% a 5% en 50 años, dependiendo de la referencia considerada.

El nivel de desempeño según la categoría de importancia, según la necesidad de desempeño después de evento de diferentes magnitudes como son frecuentes, de diseño y el máximo terremoto esperado, este es un terremoto con una tasa de excedencia de 2% en 50 años. En el caso de estructuras ordinarias es necesario garantizar en el diseño que cumpla con salvaguardar vidas.

		Nivel de desempeño			
Período de retorno (años)		Completamente operativo	Operativo	Seguro para vidas	Próximo colapso
Niveles sísmicos	Frecuente 43				
	Ocacional 72				
	Raro 475				
	Muy raro 2500				

Figura 2-1 Nivel de desempeño de estructuras

Fuente: (Bairan, J. et al.)[10] adaptado de (FEMA 450)[11]

En el caso de la mampostería, se recopiló la siguiente información de características para un mejor desempeño de las estructuras. En (Hart, T.; Schacher, T.)[12], menciona la importancia de las principales características de las estructuras de mampostería para reducir su vulnerabilidad sísmica, en el uso de muros, se debe colocar mínimo un muro sin aberturas por eje. En el análisis considerar únicamente muros cuya longitud sea mayor a 2/3 de la altura. En el uso de bloques es necesario como mínimo que tengan 15 cm de espesor, pero recomiendan un mínimo de 18 o 20 centímetros. Una recomendación en (Hart, T.; Schacher, T.)[12] es el uso de zapatas corridas, como se observa en la Figura 2-2, ya que la mampostería asume cargas gravitatorias, las cuales deben ser transmitidas al suelo.



Figura 2-2 Zapatas en mampostería

Fuente: (Hart, T.; Schacher, T.)[12]

En la mayoría de los casos de estructuras de mampostería, el modo fundamental, es el que domina la respuesta dinámica, y por lo tanto se puede evaluar el desempeño sísmico, con la estimación de su desplazamiento lateral a través de un sistema de un grado de libertad. Después de obtener el desplazamiento máximo se puede evaluar el nivel de daño de los diferentes muros de mampostería. (Zúñiga Cuevas, O.; Terán Gilmor, A.)[13]

2.1.2 Tipos de análisis

En el proceso de análisis de estructuras sísmicas para el diseño, se muestra en la Figura 2-3, en el análisis de estructuras existentes se analiza y se concluye sobre si es necesario un reforzamiento de la estructura para que la cumpla los criterios de aceptabilidad deseado.

Los tipos de análisis se pueden definir en los siguientes:

- Estático
 - Método simplificado de análisis (Lineal)
 - Método estático equivalente (Lineal)
 - Push-Over (No Lineal)
- Dinámico
 - Análisis modal espectral (Lineal)
 - Análisis no-lineal transitorio “*Time-History*” (No Lineal)

Los procedimientos lineales suelen ser adecuados para estructuras regulares y de poca altura, en las que los modos de vibración superiores sean insignificantes. Los procedimientos dinámicos son requeridos para estructuras altas con irregularidades torsionales, o sistemas no-ortogonales.

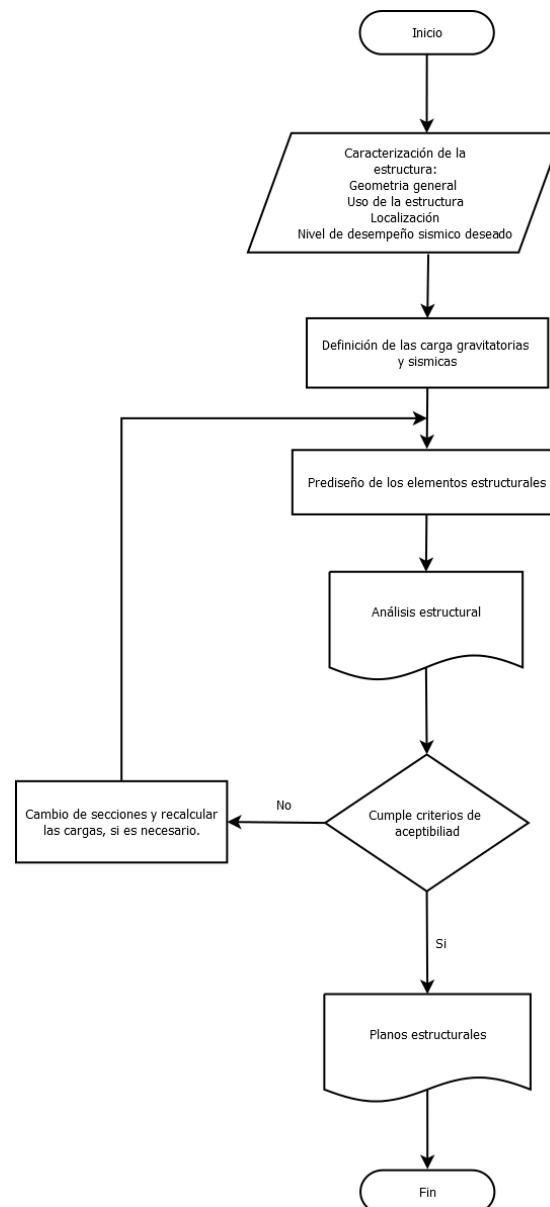


Figura 2-3 Diagrama de análisis sísmico

Fuente: Modificado de (American Concrete Institute)[14]

En el análisis No lineal como se observa en la Figura 2-4, representa los posibles procedimientos de análisis sísmicos según el modelo del sistema estructural, y la caracterización del movimiento sísmico (Espectros de respuestas o múltiples registros). En esta figura se advierte sobre el uso de cada tipo de modelo y de tipo de movimiento sísmico usado, representando la incertidumbre de los resultados, la cual depende de los parámetros de interés y de la veracidad de la información de los componentes estructurales (FEMA 440)[15]. Se observa que los análisis con registros sísmicos y sistema estructural detallado son los de menor incertidumbre, y que los modelos estructurales equivalentes de 1GDL (Grado de Libertad) analizados con espectros de respuestas son los de mayor incertidumbre.

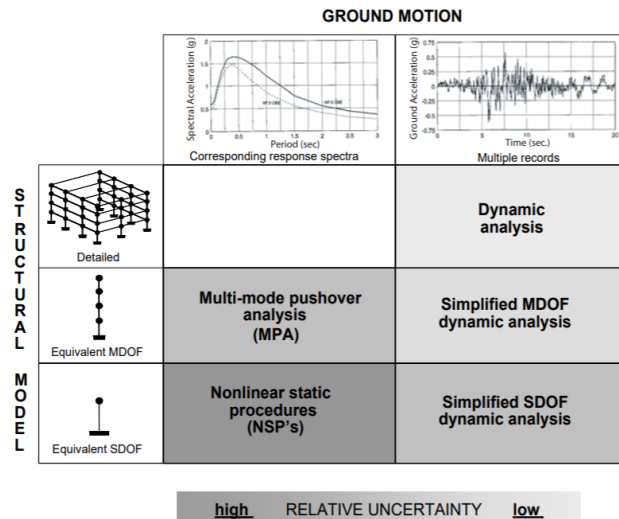


Figura 2-4 Incertidumbre del análisis dinámico

Fuente: (FEMA 440)[15]

En (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6], se realizó un estudio de estructuras tipo de mampostería de uno y tres niveles aplicado a la ciudad de México. En dicho estudio se realizaron análisis dinámicos no lineales variando la cuantía del refuerzo horizontal, considerando eventos de sismos de periodo corto, ya que las estructuras de mamposterías al ser rígidas tienden a periodos cortos, por lo tanto exhibirán mayor respuesta ante estos movimientos.

2.1.2.1 Tipos de análisis Estáticos

2.1.2.1.1 Método simplificado de análisis

Este método implica realizar un análisis lineal de la estructura, y las fuerzas laterales se aplican en base a un coeficiente que representa una fracción del peso de la estructura, se representa en la Figura 2-5. Este tipo de análisis se realiza con coeficientes que ya incluyen las reducciones por sobre resistencia y ductilidad. Generalmente para hacer este análisis deben ser estructuras regulares tanto en planta como en elevación, y cumplir con requisitos adicionales del sistema estructural el cual depende del código utilizado.

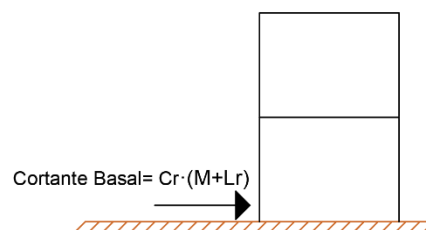


Figura 2-5 Esquema del método simplificado de análisis

Fuente: Elaboración propia

2.1.2.1.2 Método estático equivalente

El método estático equivalente es un método basado en una respuesta elástica, en el cual se considera la sobre resistencia y ductilidad de los sistemas estructurales, e incluye factores del tipo de suelo, y del periodo fundamental de la estructura, para obtener el valor del cortante basal mediante un espectro el cual tiene un periodo de excedencia y amortiguamiento determinado.

El espectro de diseño es un medio práctico para la caracterización del movimiento del terreno y su efecto en la estructura, este concepto fue introducido por M.A. Biot en 1932 (Chopra, A.K.)[16]. El espectro de diseño se define como la representación máxima de velocidad, aceleración y desplazamiento de un sistema de un grado de libertad. Los espectros son adaptados según la geología, tectónica, sismología y tipo de suelo asociado al sitio. (Lindeburg, M.; Baradar, M.)[8]. Como se muestra en la Figura 2-6, un espectro típico de aceleración en función del período corresponde a la representación de las respuestas máximas de un sistema de un grado de libertad. La formula (1) por otro lado, para la obtención del periodo fundamental de la estructura, según su masa, y rigidez.

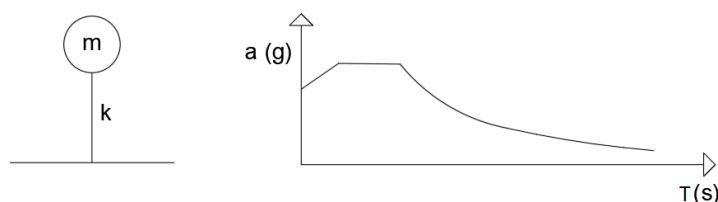


Figura 2-6 Esquema de espectro de diseño

Fuente: Elaboración propia

$$T = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{m}{k}} \quad (1)$$

Este método considera que la estructura debe ser diseñada con fuerzas menores atribuyéndolo a la ductilidad del sistema estructural, generalmente representado por el factor R. Como se muestra en la Figura 2-7, se espera que la respuesta de la estructura se encuentre en el rango no lineal al alcanzar la fuerza de diseño, y consideraciones adicionales como cuando la estructura comienza a ceder y se deforma, se aumenta el periodo fundamental en la mayoría de estructura y se reduce las fuerzas solicitadas (FEMA P 750)[17].

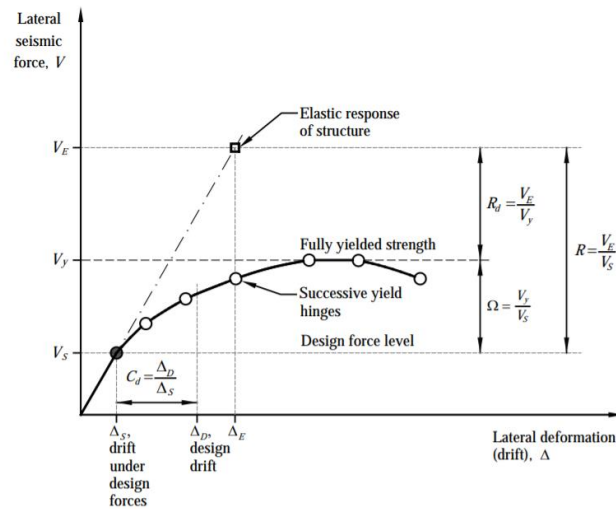


Figura 2-7 Respuesta de la estructura ante cargas laterales sísmicas

Fuente: (FEMA P 750)[17]

2.1.2.1.3 Análisis estático no-lineal o “Push-Over”

El análisis push-over es un método estático que incorpora la no-linealidad de los elementos resistentes a las fuerzas laterales, las cuales están sujetas a una fuerza lateral invariante creciente, hasta un desplazamiento definido es alcanzado. El patrón de fuerzas lateral puede ser un patrón de forma definido, o patrón de carga modal que es una representación de las fuerzas inerciales en el rango elástico. Este procedimiento nos permite obtener una curva de capacidad, que relaciona el cortante basal aplicado y el desplazamiento generado, lo cual nos permite encontrar el sistema equivalente de un grado de libertad. Este procedimiento se observa en la Figura 2-8.

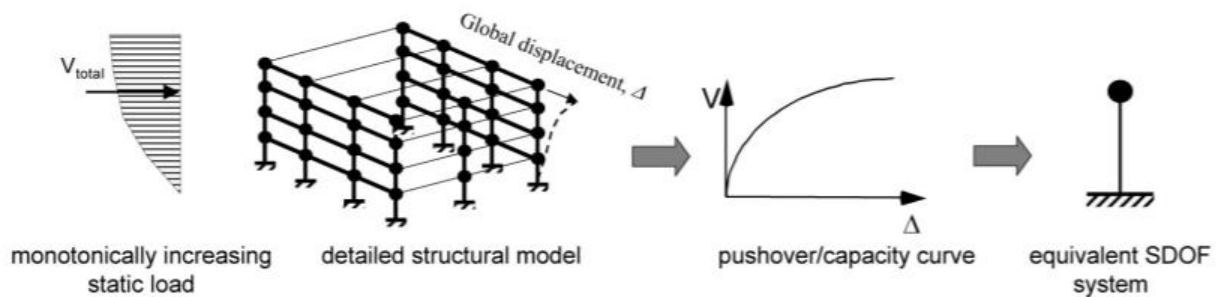


Figura 2-8 Esquema Push-Over

Fuente: (FEMA 440)[15]

La curva de capacidad se debe representar en un sistema de un grado de libertad equivalente, para compararlo con el espectro elástico de diseño, la cual se relaciona con la curva de demanda para

así encontrar el punto de desempeño. Se muestra en la Figura 2-9 la curva de capacidad de la estructura equivalente de un grado de libertad, su representación bilineal, y la comparación con la curva del espectro de demanda que se obtiene del espectro elástico. En esta se obtiene el valor del esfuerzo (Fy^*) y el desplazamiento (dy^*) correspondiente al límite elástico, y el desplazamiento de demanda (dm).

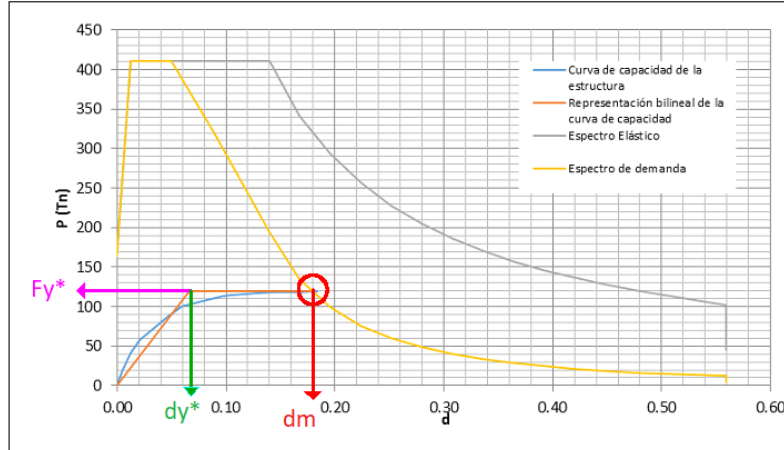


Figura 2-9 Curva de desempeño tipo

Curva de Pushover SDOF (P^* Vs d^*)

$$d^* = \frac{d}{\Gamma} \quad (2)$$

$$P^* = \frac{P}{\Gamma} \quad (3)$$

Espectro de demanda elástica (PE_{ei} Vs S_d)

$$PE_{ei} = M^* \cdot Sa_i \quad (4)$$

Curva de demanda ($\frac{PE_{ei}}{q_{ui}}$ Vs S_d)

$$Mu_i = \frac{Sd_i}{dy^*} \geq 1 \quad (5)$$

$$T \leq T_c; \quad qu_i = (Mu_i - 1) \cdot \frac{T}{T_c} + 1 \quad (6)$$

$$T > T_c; \quad qu_i = 1 \quad (7)$$

2.1.2.2 Tipos de análisis Dinámicos

2.1.2.2.1 Análisis modal espectral

En el análisis modal espectral, se asume que el comportamiento de la estructura es lineal, considerando un factor de reducción establecido según el sistema estructural. Al ser una estructura lineal, se puede validar la superposición de efectos y determinar los efectos de las cargas gravitatorias y de las cargas sísmicas por separado. El mecanismo de disipación de energía de la estructura se puede representar por un amortiguamiento viscosos lineal.

La respuesta dinámica de la estructura depende de las fuerzas inerciales y a su vez, las fuerzas inerciales se pueden discretizar en masas concentradas. Estas masas consideran la masa de los elementos concentradas en sus nodos y sus grados de libertad. Se considera un modelo discreto con matriz de masa $[M]$, matriz de amortiguamiento $[C]$, y matriz de rigidez $[K]$. Con sus propiedades dinámicas, obtenemos sus coordenadas generalizadas de los modos de vibración, encontrando su participación modal en porcentaje, la cual al realizar este análisis se debe considerar un numero de modos que sume como mínimo la suma del 90% del peso total.

El resultado de las solicitaciones de este análisis se puede realizar por diferentes combinaciones modales, tales como SRSS (*“square root of the sum of the squares”*), y CQC (*“Complete Quadratic Combination”*),

La combinación SRSS, propuesta por L. E. Goodman, E. Rosenblueth, y N. M. Newmark en 1953 (Villaverde, R.)[5], en el cual se obtiene respuestas bastante satisfactorias para estructuras sin irregularidades de elevación, y de planta, puede dar resultados inexactos para estructuras con frecuencias naturales cercanas entre sí. Corresponde a una regla que se considera la respuesta de cada modo independientemente estáticamente, y se basa en la formula (8).

$$r_0 \cong \left(\sum_{n=1}^N r_{no}^2 \right)^{\frac{1}{2}} \quad (8)$$

Siendo:

N: Numero de modos

r_{no} : Respuesta máxima del modo n

La combinación CQC, es una alternativa propuesta por A. Der Kiureghian, en 1980. Esta combinación tiene estimaciones más precisas en estructuras con o sin frecuencias naturales cercanas, aunque puede dar valores menos precisos para estructuras cuando hay modos altos significativos. La respuesta se obtiene de la ecuación (9).

$$r_0 \cong \left(\sum_{i=1}^N \sum_{n=1}^N \rho_{in} \cdot r_{io} \cdot r_{no} \right)^{1/2} \quad (9)$$

Siendo:

N: Numero de modos

r_{no} : Respuesta del modo n

ρ_{in} : Coeficiente de correlación entre modos i e n , en el cual se calcula en función de la relación entre las frecuencias propias de los modos considerados (i e n)

2.1.2.2.2 Análisis dinámico no-lineal o “Non-linear Time History Analysis”

El tipo de análisis anterior es eficaz y conveniente para evaluar la respuesta sísmica de las estructuras, aunque tiene ciertas deficiencias tales como la necesidad de considerar que el sistema de formas de modo es también ortogonal con respecto a la matriz de amortiguamiento del sistema, y la utilización de métodos de combinación aproximados para encontrar la máxima respuesta del sistema. Uno de los factores más importante es la limitación de ser un sistema elástico lineal. El método de análisis paso a paso suprime estas limitaciones que considera la no linealidad de los elementos, e involucra un procedimiento de dividir la solución en el tiempo, en intervalos de tiempo o pasos, y utilización de métodos de integración de la ecuación del movimiento, usando condiciones iniciales secuenciales en cada intervalo de tiempo, esto se muestra en la Figura 2-10. Se puede mejorar la exactitud deseada de los resultados reduciendo dicho intervalo.

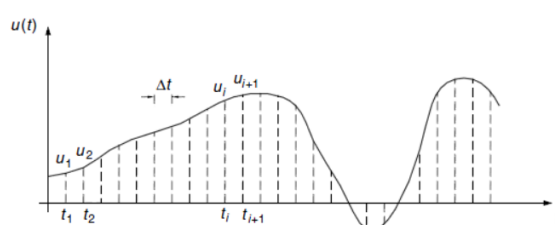


Figura 2-10 Diagrama de solución del desplazamiento en intervalos de tiempos

Fuente: (Villaverde, R.)[5]

Métodos de integración

Se dividen en métodos explícitos e implícitos. El primero corresponde a aquellos en donde los valores de respuesta se calculan al final del intervalo y depende únicamente de los valores obtenidos en el paso del tiempo anterior, y el segundo el análisis avanza directamente de un paso al siguiente.

La programación de los explícitos es más sencilla, pero es necesario pasos más pequeños, comparado con los implícitos. (Villaverde, R.)[5], algunos métodos de integración son:

- Método de la diferencia central

En este método considera la respuesta del desplazamiento del sistema al final de un intervalo de tiempo determinado y se determina mediante los términos de desplazamientos de los dos pasos anteriores. Se basa en una aproximación de diferencias finitas de las derivadas en el tiempo de la ecuación del movimiento.

- Método Houbolt

El método Houbolt es un método de integración paso a paso que usa diferencia finita para aproximarse a las derivadas del tiempo de la ecuación del movimiento. En este método el equilibrio se establece en el final de cada intervalo de tiempo, lo opuesto que en el método de diferencia finitas que es en el inicio. En este método es necesario obtener los primeros pasos (3), por otro método como el de diferencia central, y al ser un método incondicionalmente estable, se puede optar por pasos de tiempo de mayor magnitud comparado con el anterior método.

- Método de aceleración promedio constante

Se basa en el método Houbolt, se supone que la respuesta de la aceleración del sistema es constante durante cualquier intervalo de tiempo, e igual al promedio de la aceleración del comienzo y del final del intervalo (Figura 2-11). Una gran ventaja de este método es que es incondicionalmente estable, ya que el error introducido por el método en un paso no se amplifica en pasos posteriores. Por lo tanto, se puede seleccionar el tamaño del paso que sea necesario para representar el movimiento del suelo con la precisión deseada.

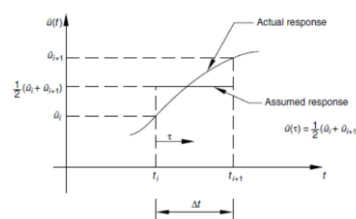


Figura 2-11 Diagrama del método de aceleración promedio constante

Fuente: (Villaverde, R.)[5]

- Método de aceleración lineal

Este método es similar en todos los aspectos al método de aceleración constante, con la principal diferencia que la aceleración varía linealmente en cada intervalo de tiempo (Figura 2-12). Los estudios demuestran que este método conduce a resultados más precisos comparado con el anterior método mencionado, con un mismo paso de tiempo, pero es un método condicionalmente estable.

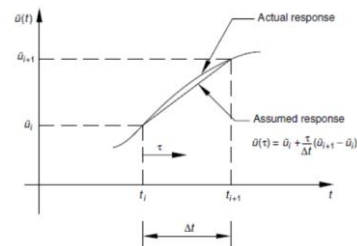


Figura 2-12 Diagrama del método de aceleración lineal

Fuente: (Villaverde, R.)[5]

- Método Wilson- θ

Este método fue propuesto por E. L. Wilson en 1968, es una variación del método de aceleración lineal. En este método se establece que la aceleración varía linealmente durante el intervalo de tiempo prolongado de duración $(\theta \Delta t)$, donde θ es una constante, logrando que el método sea incondicionalmente estable (Figura 2-13). Sin embargo, en este método se introduce un amortiguamiento artificial excesivo (reducción en la amplitud de la respuesta), y una tendencia de desviarse significativamente de la respuesta verdadera en los primeros pasos cuando se utiliza pasos muy largos.

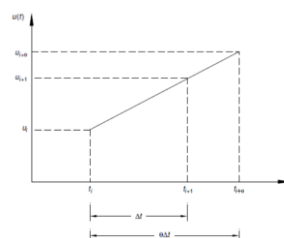


Figura 2-13 Diagrama de Método Wilson- θ

Fuente: (Villaverde, R.)[5]

- Método de Newmark- β

Este método fue introducido por N. M. Newmark en 1959, en este se constituye una generalización de los métodos de integración paso a paso, en los que realiza una suposición con respecto a la variación de la respuesta de aceleración constante dentro del paso del tiempo

(Figura 2-14). Los métodos de aceleración constante y lineal son casos particulares del método de Newmark

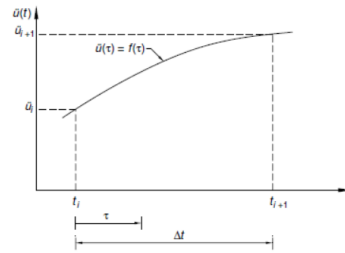


Figura 2-14 Diagrama de Newmark- β

Fuente: (Villaverde, R.)[5]

2.2 MODELOS DE RESISTENCIA

En los tipos de evaluación sísmica, en el caso de análisis lineal, se utiliza la rigidez inicial de los elementos estructurales, es decir la matriz constitutiva no varía. En el análisis no lineal, los modelos estructurales inelásticos, se pueden diferenciar en la forma en que distribuye la plasticidad a lo largo del elemento y de la sección transversal. En la Figura 2-15 se puede observar diferentes tipos de distribución clasificadas en plasticidad concentrada y plasticidad distribuida.

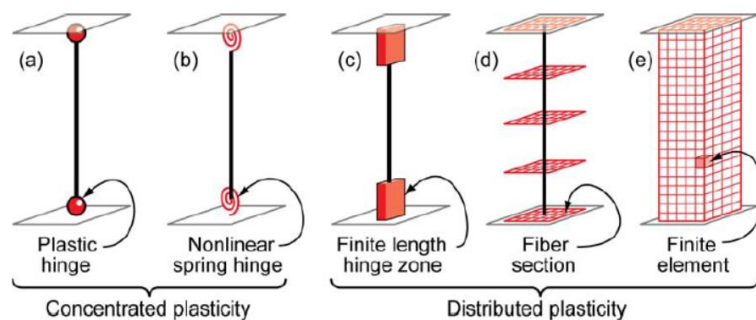


Figura 2-15 Diagrama de idealización de modelos de elementos vigas-columnas

Fuente:(Deierlein, G.G. et al.)[18]

La primera se caracteriza por la inelasticidad concentrada en rotulas plásticas, que son un punto de un elemento en el cual se concentra la no linealidad de los materiales. Esta puede ser a través de una rotula plástica, o un resorte inelástico con propiedades de histéresis. Es un método simplificado, en el cual para definir la rótula plástica es necesario conocer la zona plástica, la caracterización de su capacidad con un diagrama de Momento-Curvatura del elemento, y la longitud plástica. Estas pueden definir su comportamiento no lineal de momento, torsión, fuerza axial y cortante, y además su interacción entre la fuerza axial y la flexión biaxial.

En la no linealidad distribuida, se tiene como respuesta global por integración del comportamiento seccional, y se presenta con interacción de esfuerzos normales.

El modelo de zona de rotula de longitud finita, tiene una formulación eficiente de plasticidad distribuida, en las zonas de los extremos de los elementos, se caracterizan con relaciones de momento-curvatura o integraciones explícitas de las fibras considerando que las secciones en este plano permanecen planas. La longitud puede ser fija o variable, que se puede determinar por medio de las características de momento-curvatura de la sección con el gradiente del momento y el esfuerzo axial. Este modelo es más realista que los modelos de plasticidad concentrada.

Los modelos de formulación de fibras, se distribuye con la integración numérica a través de la sección transversal y a lo largo del elemento. Los modelos uniaxiales de los materiales definen la histéresis de las características esfuerzos-deformación de la sección transversal. Se considera la hipótesis que las secciones transversales, permanecen planas antes y después de la deformación, donde las fibras con modelos uniaxiales son numéricamente integradas sobre la sección transversal para obtener los esfuerzos resultantes, la relación de momento-curvatura, y la relación de esfuerzo-deformación axial.

Los modelos de elementos finitos son más complejos. En ellos se discretiza el elemento tanto a lo largo y a través de la sección transversal, con propiedades constitutivas de histéresis no lineales. Este método ofrece más versatilidad, pero es necesario la calibración de los parámetros de los modelos y un mayor recurso computacional. (Deierlein, G.G. et al.)[18]

Al tener una rigidez alta, en edificaciones de mampostería, es decir deformaciones pequeñas, se puede despreciar los efectos de la no linealidad geométrica (Flores, L.; Alcocer, S.)[19], es decir se puede trabajar con la geometría inicial de los elementos.

En (Negrete, M.)[20], citando en (Zúñiga Cuevas, O.; Terán Gilmor, A.)[13], menciona que el grado de incertidumbre es mayor que en el caso del concreto reforzado, y el acero, y se debe tener consideraciones razonablemente conservadoras.

Hormigón Armado

En la definición de su análisis no lineal del elemento, en el caso de plasticidad concentrada se define con un diagrama momento-curvatura (Figura 2-16), en el cual se tiene los siguientes puntos principales:

1. Momento de fisuración, es aquel cuando se produce una tensión de tracción a la resistencia de tracción del hormigón, considerando el área bruta y se puede no considerar la rigidez de las armaduras ya que es reducida considerando la del hormigón.
2. Momento de plastificación, es cuando el hormigón o el acero alcanza la plastificación del material en el acero este definido por la formula (10).

$$\varepsilon_s = \frac{f_y}{E_s} \quad (10)$$

En el hormigón se considera cuando la deformación unitaria a compresión es 0.0015. La menor de ellas se considerará como el punto de plastificación, se considera la inercia de la sección fisurada y la influencia del esfuerzo axial.

3. Ancho de fisura residual, es cuando el acero alcanza una deformación de 0.015 y 0.01, para columnas y para vigas respectivamente (Priestley, M.J.N.)[21], se obtiene un ancho de fisura residual de 0.5-1.0mm.
4. Pérdida de recubrimiento, es aquel cuando la fibra más alejada del eje neutro alcanza la deformación última del hormigón $\varepsilon_{cu,prob} = 0.004$ (Priestley, M.J.N.)[21], se obtiene aplicando equilibrio de la sección, siguiendo las siguientes hipótesis:
 - Secciones planas
 - Adherencia perfecta
 - Conocimiento de la relación esfuerzo-deformación de los materiales
5. Momento último, o rotura de sección, es cuando se agota la capacidad del elemento a la rotación, es aquel cuando la armadura transversal agota su capacidad de deformación y se alcanza la rotura del hormigón del núcleo. La resistencia del hormigón aumenta por la compresión lateral de la reacción de la armadura transversal hacia la expansión lateral del hormigón.

Una expresión conservadora para la deformación de rotura del núcleo confinado es la formula (11).

$$\varepsilon_{cm} = 0.004 + \frac{1.4\rho_s \cdot f_{yh} \cdot \varepsilon_{suh}}{f_{cc}} \quad (11)$$

El valor de ρ_s es cuantía volumétrica de armadura transversal, f_{yh} Esfuerzo de fluencia de la armadura transversal y ε_{suh} deformación última del concreto confinado, y f_{cc} Resistencia a la compresión del hormigón confinado (Priestley, M.J.N. et al.)[22]

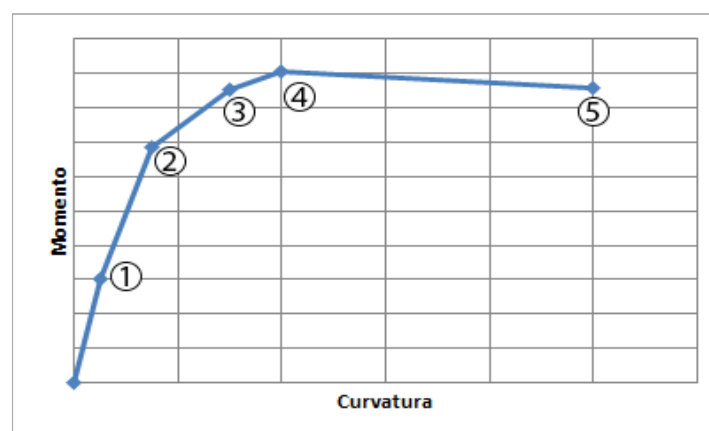


Figura 2-16 Diagrama Momento-Curvatura Hormigón Armado

Fuente: Elaboración propia

2.3 MODELO DE COLUMNA ANCHA

En la ciudad de México, se han realizado estudios de la mampostería confinada con un proyecto del CENAPRED (Centro Nacional de Prevención de Desastres), desde 1994 con objetivos de verificar experimentalmente la seguridad de las estructuras de mampostería y su diseño, y su comportamiento ante el uso del refuerzo para así modificar las prácticas de diseño y de construcción (Alvarez, J.; Alcocer, S.)[23](Meli, R.)[24]. De este proyecto se ha obtenido como producto, los modelos de columna ancha y resultados de ensayos experimentales.

El modelo de columna ancha propone modelar cada muro a través de una columna ancha modificada, en la cual se considera que la rigidez a flexión se mantiene constante y su rigidez a cortante se modifica ya que el modo de falla más común en muros de mampostería confinada sometidos a sismo es dominado por deformaciones a corte (Alvarez, J.; Alcocer, S.)[23].

En la Figura 2-17 se observa que la respuesta de los muros de mampostería, a cargas cíclicas reversibles. Después del agrietamiento diagonal se muestra que lo controla es la deformación a corte. La rigidez a corte es la que tiene mayor deterioro después de este punto. También se concluye que las mayorías de estructuras de mampostería son controladas a corte, pero no implica que en algunos casos la deformación a flexión no sea importante (Sánchez, T. et al.)[25]

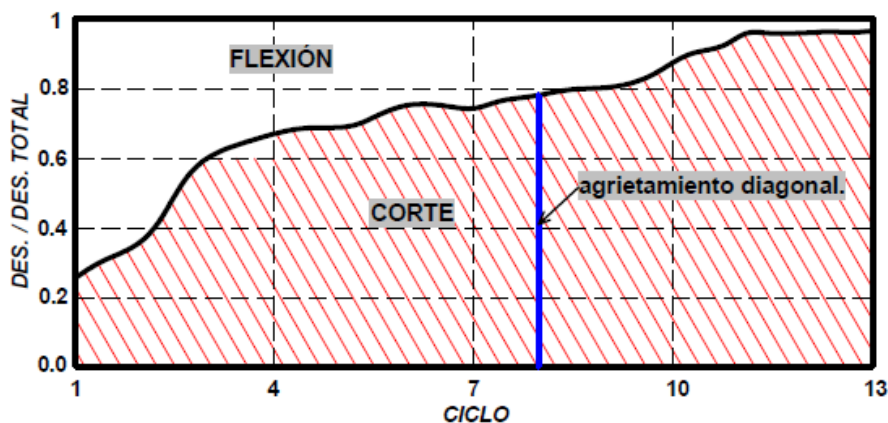


Figura 2-17 Contribución de las deformaciones por flexión y cortante a la deformación total

Fuente: (Teran Gilmore, A.)[26]

Las características mecánicas en el comportamiento de los materiales de mampostería, según (Alcocer, S.M.)[27], en una evaluación estadística realizada la resistencia de piezas de mampostería, considera que la relación de la resistencia a compresión de los bloques de arcilla, indican que la

fabricación a mano, e industrialmente, la calidad de la materia prima es el factor más significativo, y en el caso de piezas de concreto, depende principalmente del proceso de aseguramiento de calidad, y de la industrialización de la planta.

Mientras la mampostería simple, la cual no se coloca ningún refuerzo, tiene un comportamiento frágil antes cargas sísmicas, la mampostería confinada, y reforzada, están dotadas de mayor capacidad de ductilidad. (Alcocer, S.M.)[27]

El procedimiento de idealización de estructuras de mampostería consiste en unir las secciones que tienen las propiedades de los muros a flexión y a corte, con los elementos horizontales que se encuentran en los muros con una sección infinitamente rígida a flexión y a corte, y modelar las secciones de vigas inmersas pudiendo considerar la contribución de la losa, como se muestra en la Figura 2-18.

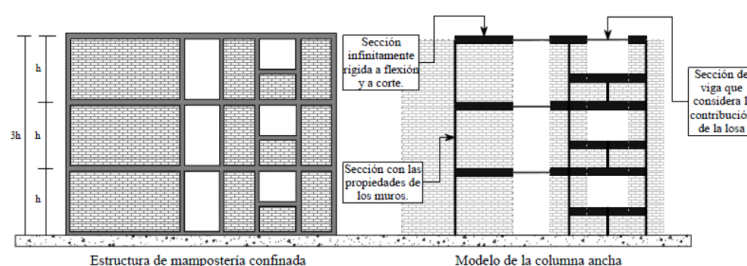


Figura 2-18 Modelo de columna ancha

Fuente: (Zúñiga, O.; Terán, A.)[28]

El modelo analítico para estructuras de mampostería confinada, para las propiedades utilizadas en el análisis de cada muro, de cortante y distorsión, obtenido de (Flores, L.; Alcocer, S.)[19], con los siguientes parámetros, mostrados en la Tabla 2-2, correspondientes al Figura 2-19.

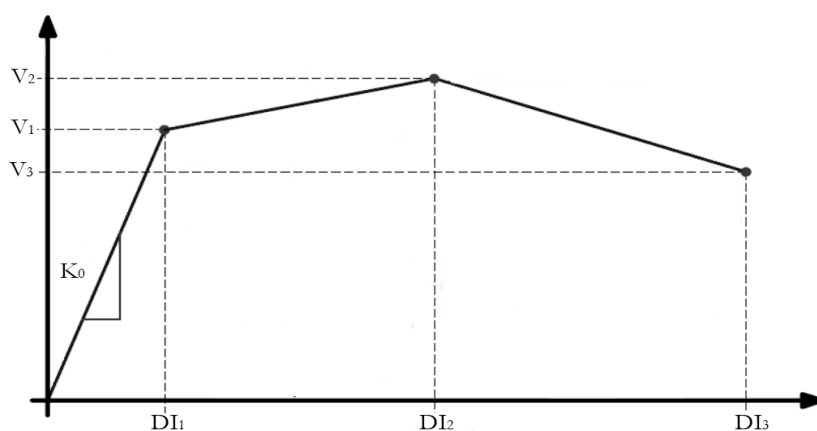


Figura 2-19 Modelo analítico del método de columna ancha

Fuente: Elaboración propia

Sin Refuerzo Horizontal	Con Refuerzo horizontal
$V_1 = V_{RDF}$	$V_1 = V_{RDF}$
$V_2 \approx 1.5 \cdot V_{RDF}$	$V_2 \approx 1.5 \cdot V_{RDF}$
$V_3 = 0.8 \cdot V_{RDF}$	$V_3 = 1.1 \cdot V_{RDF}$
$DI_1 = \frac{V_1}{K_0 \cdot H}$	$DI_1 = \frac{V_1}{K_0 \cdot H}$
$DI_2 = 0.003$	$DI_2 = 0.006$
$DI_3 = 0.01$	$DI_3 = 0.015$
$V_{RDF} = F_r(0.5 \cdot v_m^* \cdot A_t + 0.9 \cdot P) \leq 1.5 \cdot F_r \cdot v_m^* \cdot A_t$ $K_0 = \frac{1}{\frac{H^3}{\beta \cdot E_m \cdot I_g} + \frac{H}{G_m \cdot A_v}}$ $3 \leq \beta \leq 12$	

Tabla 2-2 Formulas del método de columna ancha

Donde:

V_{RDF} es el valor de la fuerza cortante resistente

K_0 es la rigidez inicial

H es la altura del muro

F_r es el factor de reducción que considera la variabilidad de las propiedades de los elementos y de las dimensiones reales de los elementos

v_m^* es el esfuerzo cortante resistente de diseño

A_t es el área transversal del muro

P fuerza vertical actuante

β factor de condiciones de apoyos

E_m Módulo de elasticidad

I_g Momento de inercia bruta de la sección

G_m Módulo de corte de la mampostería.

Los valores de cortante (V), corresponden a agrietamiento del muro, cortante máximo del muro, y cortante último en el muro de mampostería, con V_1 , V_2 Y V_3 , respectivamente.

El factor de condiciones de borde (β), es tres para considerar muro en voladizo, y doce para muro en doblemente empotrado, como se muestra en la Figura 2-20. Una recomendación es ser consciente de que la última condición de apoyo a menudo no está presente en las construcciones actuales. (FEMA 356)[29]

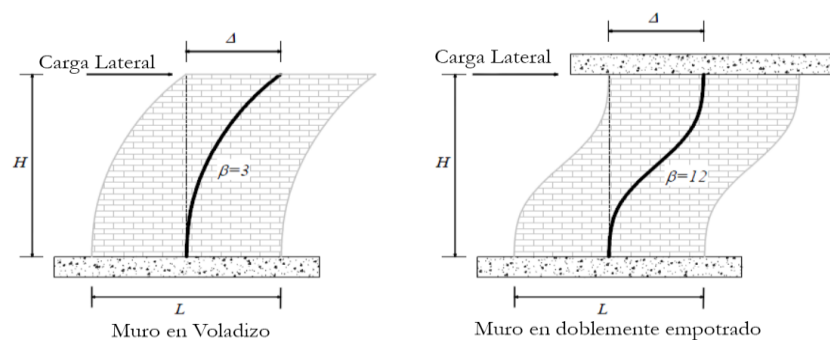


Figura 2-20 Factor β de condiciones de borde

Fuente: (Zúñiga, O.; Terán, A.)[28]

En el modelo analítico en (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6], consideran según los ensayos experimentales que el patrón de daño es el mostrado en la Figura 2-21, la resistencia máxima se da cuando las grietas alcanzan a las columnas, y posteriormente se llevan al fallo. El uso de refuerzo horizontal demostró que no afecta a la rigidez inicial del sistema, hasta el momento del primer agrietamiento, esto implica que la armadura horizontal nos brinda ductilidad para alcanzar mayores deformaciones y redistribuciones de daño.

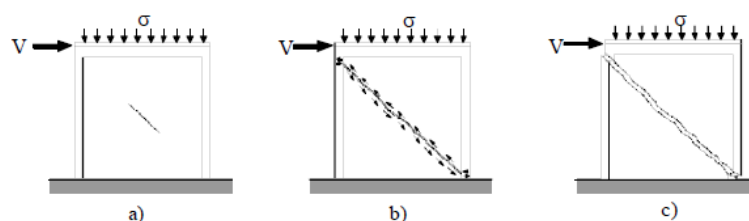


Figura 2-21 Evolución del patrón de daño ante fuerzas horizontales

Fuente: (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6]

El envolvente histérico observado se define en la Figura 2-22, con tres etapas, en la primera (1) se rige por la resistencia a corte de la mampostería, esta depende de la geometría y de la rigidez de los elementos que componen los muros, en el segundo tramo (2) empieza a trabajar el refuerzo horizontal impidiendo la abertura de grietas, y en última etapa (3) es la penetración de las grietas en las columnas, y es importante el refuerzo longitudinal y transversal de los mismos. Este proceso podemos ver en la Figura 2-23.

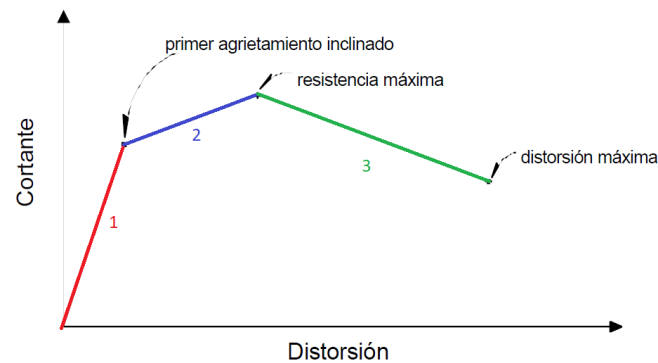


Figura 2-22 Envolvente histérico de la mampostería

Fuente: Modificado de (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6]

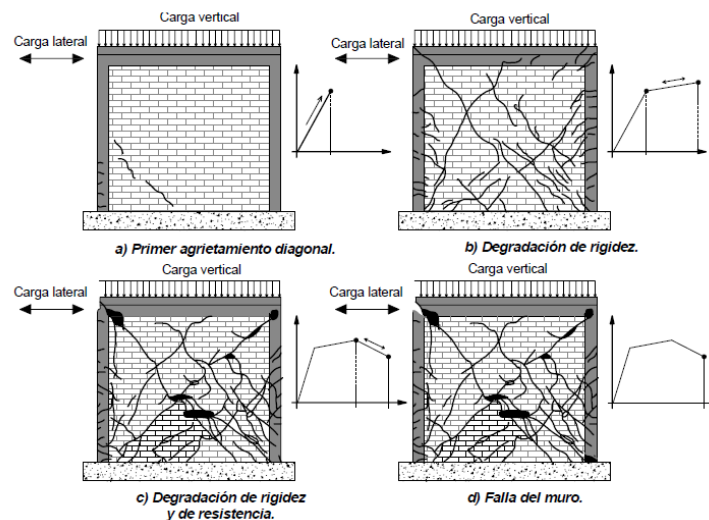


Figura 2-23 Mecanismo de colapso de muros ante cargas laterales

Fuente: (Teran Gilmore, A.)[26]

En este modelo analítico de (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6] se realiza algunas modificaciones de considerando la contribución del refuerzo horizontal, utilizando las fórmulas mostradas en la Tabla 2-3.

Sin Refuerzo Horizontal	Con Refuerzo horizontal
$V_1 = V_{RDF}$	$V_1 = V_{RDF}$
$V_2 = V_1 + 0.3 \cdot V_D$	$V_2 = V_1 + 0.35 \cdot V_S$
$V_3 = 0.8 \cdot V_D$	$V_3 = 1.1 \cdot V_{RDF}$
$DI_1 = \frac{V_1}{K_0 \cdot H}$	$DI_1 = \frac{V_1}{K_0 \cdot H}$
$DI_2 = 0.003$	$DI_2 = 0.006$
$DI_3 = 0.01$	$DI_3 = 0.015$
$V_d = 1.26 \cdot db^2 \cdot \sqrt{f'_c \cdot F_y}$ $V_s = \rho_h \cdot f_{y,h} \cdot A_t$	

Tabla 2-3 Modelo analítico mampostería reforzada considerando refuerzo

Donde:

db diámetro de la barra

ρ_h Cuantía de refuerzo horizontal en el muro

$F_{y,h}$ esfuerzo de fluencia del refuerzo horizontal

A_t Área bruta de la sección transversal

A_v Es el área del refuerzo horizontal

s separación del refuerzo horizontal

t espesor del muro

La rigidez en las ramas ascendentes, y descendentes de los ciclos de histéresis se realiza con la formula (12), y los parametros se muestran en la Tabla 2-4.

$$R = \frac{R_{inicial}}{[a \cdot (DI_{\max})^4 + b \cdot (DI_{\max}) + 1]} \quad (12)$$

<i>Parámetro</i>	<i>Especímenes sin refuerzo horizontal</i>		<i>Especímenes con refuerzo horizontal</i>	
	Rama ascendente	Rama descendente	Rama ascendente	Rama descendente
a	1×10^9	1×10^8	1×10^8	1×10^7
b	1000	600	1000	300

Tabla 2-4 Parámetros ciclos de histéresis

En (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6], se concluyen que los análisis de muros asilados, pueden ser extrapolados para su uso en estructuras compuestas por las mismas en tres dimensiones.

Para edificios altos o muros esbeltos se debe considerar un modelo de columna ancha, en el que se considere la no linealidad en flexión, en el cual se pierda rigidez después de alcanzar el momento de fluencia, como se muestra en la Figura 2-24. (Gilmore, A.T.)[30]

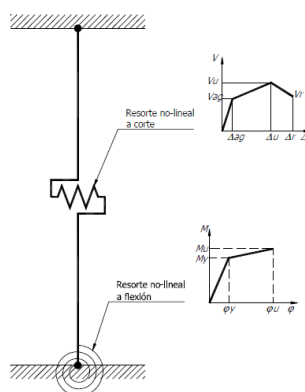


Figura 2-24 Rotulas a corte y flexión

Fuente: (Gilmore, A.T.)[30]

En el cálculo del área a cortante en (Taveras, M.A.)[31], se debe corregir por un factor geométrico, en el cual se propone de manera simplificado la ecuación (14).

$$A_c = \frac{A_b}{k} \quad (13)$$

$$k = \frac{6}{5} \cdot [1 + \alpha \cdot (n - 1)] \quad (14)$$

$$n = \frac{E_c}{E_m} \quad (15)$$

$$\alpha = \frac{h_c}{h_m} \quad (16)$$

Donde:

A_c Área de cortante

A_b Área bruta

k Factor de forma

E_c módulo de elasticidad del concreto

E_m módulo de elasticidad de la mampostería

h_c Longitud del castillo longitudinal

h_m Longitud de la mampostería

2.4 MODELO DE ELEMENTOS FINITOS

Los modelos de elementos finitos se basan en la discretización en todas las dimensiones del modelo. El modelo matemático continuo es discretizado en el espacio, y es convertido en un modelo con un número finitos de grados de libertad. Esto parte de la idealización de un modelo físico que realizamos una idealización del sistema, como sería el caso de una cercha, consideramos que las cargas se concentran únicamente en los puntos de conexiones, y que los apoyos representan restricciones de movimiento en estos nudos (Figura 2-25).

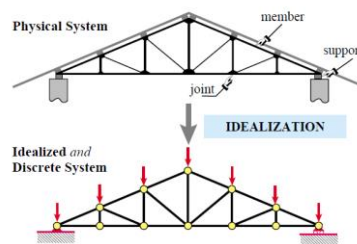


Figura 2-25 Idealización de la estructura

Fuente: (Felippa, C.A.)[32]

En el esquema mostrado en la Figura 2-26, se describe el proceso por medio del cual se obtiene y verifica la solución del modelo matemático usando el método de elementos finitos FEM (*“Finite Element Method”*). Parte de la idealización del problema y la creación de un modelo discretizado. Este último nos permite obtener una solución discretizada que se verifica con respecto a dicho modelo (convergencia de resultados), y que puede ser verificado con el modelo matemático respecto a la respuesta analítica, con objetivo de cuantificar el error.

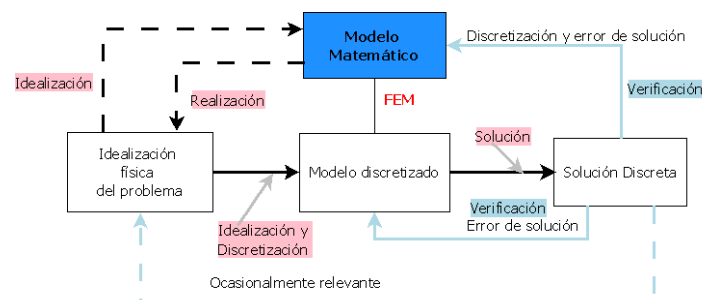


Figura 2-26 Esquema FEM

Fuente: Adaptado de (Felippa, C.A.)[32]

El concepto de FEM es la discretización de modelo en elementos finitos, la respuesta de cada uno de los elementos se expresa en un numero finitos de grados de libertad, caracterizadas por una función desconocida, en los nodos de los elementos finitos. El resultado del modelo matemático es la aproximación del ensamblaje de dichos elementos.

En la discretización de elementos finitos, se consideran diferentes elementos, según su geometría y la configuración de los nodos por elemento. En la Figura 2-27, se presentan elementos tipo barra, triangulares, rectangulares, y elementos tridimensionales.

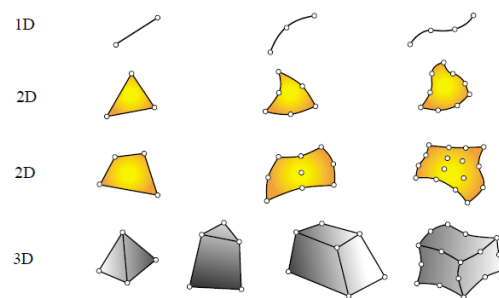


Figura 2-27 Modelos de elementos finitos

Fuente: (Felippa, C.A.)[32]

Las ecuaciones del campo discreto son las siguientes:

- Ecuación cinemática (17), relaciona las deformaciones (\mathbf{v}) con el vector de desplazamientos ($\bar{\mathbf{u}}$), mediante la matriz B de compatibilidad.

$$\mathbf{v} = \mathbf{B} \cdot \bar{\mathbf{u}} \quad (17)$$

- Ecuación constitutiva (18), relaciona con las deformaciones (\mathbf{v}) y las fuerzas internas (\mathbf{p}), mediante la Matriz S conocida como matriz de rigidez.

$$\mathbf{p} = \mathbf{S} \cdot \mathbf{v} \quad (18)$$

- Ecuación de equilibrio (19), relaciona las fuerzas internas (\mathbf{p}), y el vector de fuerzas ($\bar{\mathbf{f}}$), mediante la matriz A.

$$\bar{\mathbf{f}} = \mathbf{A}^T \cdot \mathbf{p} \quad (19)$$

En la Figura 2-28 se muestra las relaciones entre las ecuaciones, en que los cuadros de color amarillo, y rosado, son los valores finales e internas, respectivamente.

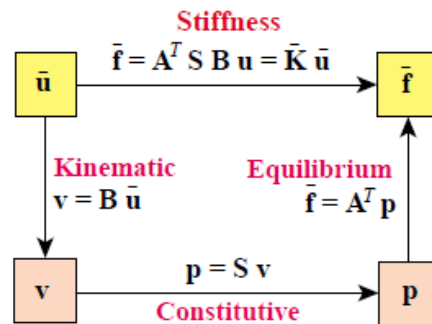


Figura 2-28 Diagrama de Tonti de ecuaciones del campo discreto

Fuente: (Felippa, C.A.)[32]

En el modelo de elementos finitos que se plantea en (Alvares, J.J.; Alcocer, S.M.)[6], se usa la ecuación constitutiva con el diagrama de esfuerzo-deformación uniaxial del hormigón y la mampostería de Cervenka y Pakl (1995) (Figura 2-29), con 4 estados del material. En carga cíclica, la descarga se idealizó como una función lineal al origen, en la realidad el hormigón y la mampostería tiene una deformación plástica remanente, esta se representaría con un modelo de daño plástico, mostrado en la Figura 2-30.

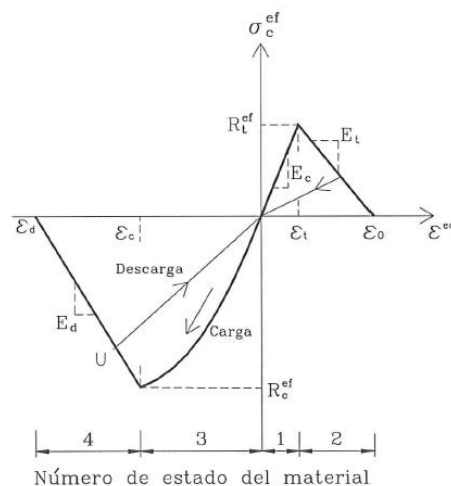


Figura 2-29 Modelo de la ecuación constitutiva del hormigón y la mampostería

Fuente: (Flores, L.; Alcocer, S.)[19]

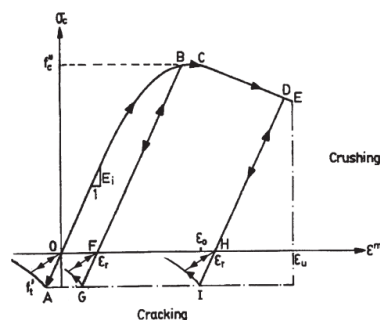


Figura 2-30 Modelo de ecuación constitutiva plástico

Fuente: (Marí, A.R.)[33]

La fractura del material por medio del Figura 2-31 de la función de la falla biaxial del hormigón y de la mampostería, con el modelo de Cervenka y Pakl (1995).

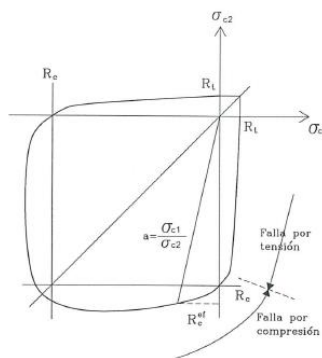


Figura 2-31 Fractura del material del hormigón y de la mampostería

Fuente: (Flores, L.; Alcocer, S.)[19]

El modelo de fractura se considera distribuida a través de las grietas, por medio de dos modelos la grieta fija, y la giratoria (Tabla 2-5). Esta alcanza el agrietamiento cuando se alcanza la resistencia a tensión.

Grieta fija	Grieta giratoria

Tabla 2-5 Modelos de grieta

Fuente: (Flores, L.; Alcocer, S.)[19]

Los resultados en (Flores, L.; Alcocer, S.)[19] de estos modelos con el modelo de columna ancha, y experimental, y se obtuvieron valores de rigidez de entrepiso, los valores de FEM difieren entre los dos casos con un valor del 5%.

2.5 NORMATIVA VIGENTE EN NICARAGUA

El reglamento Nacional de Construcción “RNC-07” de Nicaragua, aprobado por la Resolución Ministerial N°01-2007 del 11 de enero del 2007, consta de 149 artículos agrupados en 26 Capítulos y 9 Títulos principales, además de 4 Anexos. En la Tabla 2-6 se muestran los títulos principales.

Títulos principales	
Título 1	Consideraciones generales
Título 2	Normas Mínimas para determinar cargas debidos a sismos
Título 3	Disposiciones Diversas
Título 4	Normas Mínimas para determinar Cargas debidos a Viento
Título 5	Normas Generales Mínimas para Diseño de Mampostería
Título 6	Normas Generales Mínimas para Madera
Título 7	Normas Generales para diseño y Construcción de estructuras de Acero
Título 8	Normas Mínimas de Concreto Reforzado
Título 9	Normas Tecinas para realizar Estudios de Microzonificación Sísmica

Tabla 2-6 Títulos principales RNC-07

Carga Vivas y Muertas mínimas

En la Título 1, se definen las cargas vivas unitarias mínimas, y cargas muertas mínimas se muestran en el Anexo 1 y Anexo 2, respectivamente.

Combinaciones de Carga

Las combinaciones del código Art. 15 (RNC-07)[2], son las ecuaciones de (20) a (25).

$$C_1^u = 1.4 \cdot (CM) \quad (20)$$

$$C_2^u = 1.4 \cdot (CM) + 1.6 \cdot (CV + Ps) \quad (21)$$

$$C_3^u = 1.2 \cdot (CM) + 1.6 \cdot (Pz) + CV \quad (22)$$

$$C_4^u = 1.2 \cdot (CM) + Fs + CV \quad (23)$$

$$C_5^u = 0.9 \cdot (CM) + 1.6 \cdot (Pz) + 1.6 \cdot (Ps) \quad (24)$$

$$C_5^u = 0.9 \cdot (CM) + Fs + 1.6 \cdot (Ps) \quad (25)$$

Siendo:

CM: Carga muerta

CV: Carga viva

Fs: Fuerza sísmica horizontal

Pz: Carga o presión del viento

Ps: Carga debido a la presión lateral de la tierra, a la presión de agua subterránea, o a la presión de materiales a granel.

Categoría de la Estructura según su uso

En el título 2, en el Art.20 (RNC-07)[2] se define las cargas por sismos, la clasificación de estructuras según su importancia en estas categorías, que se muestran en la Tabla 2-7.

	Definición	Estructuras	
Estructuras Esenciales (Grupo A)	Estructuras de importancia estratégica después de ocurrido el desastre.	-Hospitales -Estaciones de bomberos -Estaciones de policía -Edificios de gobierno	-Escuelas -Centrales telefónicas -Terminales de transporte
	Estructuras cuya falla parcial o total represente un riesgo para la población	-Depósitos de sustancias tóxicas o inflamables -Estadios	-Salas de espectáculos -Gasolineras -Templos
	Estructuras cuya falla total o parcial causaría pérdidas económicas o culturales excepcionales	-Museos -Archivos y registros públicos de particular importancia	-Monumentos -Puentes
Estructuras de normal importancia (Grupo B)	Aquellas en el que el grado de seguridad requerido es intermedio y demás estructuras urbanas no consideradas esenciales, etc.	-Viviendas -Edificios de oficinas -Locales comerciales	-Naves industriales -Hoteles -Depósitos
Estructuras de menor importancia (Grupo C)	Aquellas estructuras aisladas cuyo falla total o parcial no pone en riesgo la vida de las personas,	-Barandales -Cercos de altura menor a 2.5m.	

Tabla 2-7 Categorías de Importancia de Estructuras

Fuente: (RNC-07)[2]

Factor de reducción por ductilidad

El factor de reducción por ductilidad en la norma se define con los criterios señalados más adelante para cada valor de ductilidad. Establecidos estos criterios en el Art.21 (RNC-07)[2] , y de forma simplificada en la Tabla 2-8. Se utilizará el valor mínimo correspondiente a sistema resistente, y se puede utilizar un factor de reducción para cada dirección ortogonal, según sus propiedades.

En la Figura 2-32, se muestra el proceso según el artículo Art. 21 (RNC-07)[2], en cual se menciona si conocemos el periodo fundamental de la estructura se puede aumentar el factor Q. El periodo (T_a) en el artículo Art. 27 (RNC-07)[2], lo define igual a 0.10 segundos.

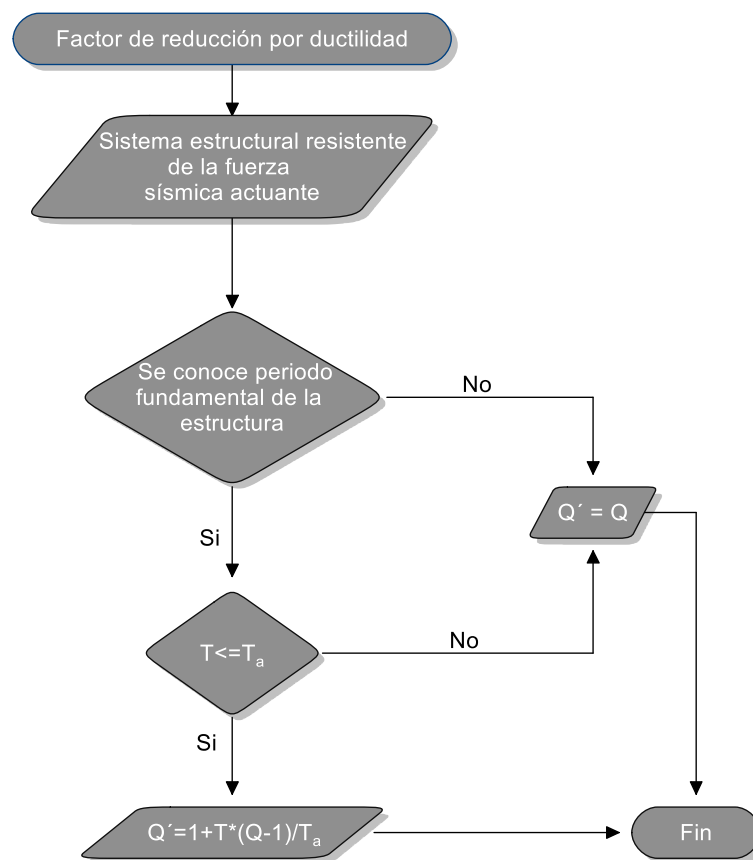


Figura 2-32 Diagrama de flujo de Factor R

Fuente: Elaboración propia

Q	Resistencia proporcionada	Requisitos mínimos
4	Marcos no arriostrados y arriostrados de acero (Cumpliendo con requisitos de ANSI/AISC 341-02) o concreto reforzado (Cumpliendo con requisitos de ACI-318S-05) o mixtos.	Sin contar muros ni contravientos, resisten al menos el 50% de la fuerza sísmica actuante.
	Marcos con muros de concreto reforzado o placas de acero o mixtos.	La capacidad resistente de entrepiso difiere en menos del 35% del promedio de la capacidad resistente de todos los pisos
3	Marcos no arriostrados y arriostrados de acero (Cumpliendo con requisitos de ANSI/AISC 341-02) o concreto reforzado (Cumpliendo con requisitos de ACI-318S-05) o mixtos.	Sin contar muros ni contravientos, resisten menos de 50% de la fuerza sísmica actuante.
	Marcos con muros de concreto reforzado o placas de acero o mixtos.	La capacidad resistente de entrepiso difiere en más del 35% del promedio de la capacidad resistente de todos los pisos.
	Marcos o diagramas de madera Estructuras con losas planas	
2	Estructuras con losas planas, marcos de hormigón armado y de acero con ductilidad reducida. Muros de mampostería de piezas macizas confinadas. Elementos de concreto prefabricado o presforzado Estructuras de madera	
1.5	Mampostería de piezas huecas, confinadas o con refuerzo interior	
1	Estructuras no mencionadas, a menos que se realice un estudio que demuestre su ductilidad.	

Tabla 2-8 Factores de Ductilidad (R)

Condiciones de regularidad

Deben satisfacerse todas las condiciones siguientes para considerar regular la estructura, según el Art. 23 (RNC-07)[2].

- Simetría en planta según sus masas, muros y otros elementos resistentes, respecto a dos ejes ortogonales.

- Relación entre la altura y la menor dimensión de su base menor a 2.5.

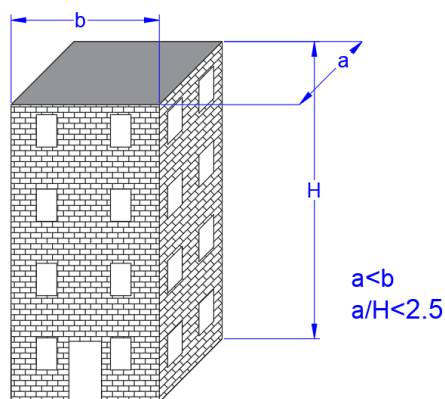


Figura 2-33 Condición de regularidad (Altura y base)

Fuente: Elaboración propia

- Relación entre largo y ancho menor a 2.5,

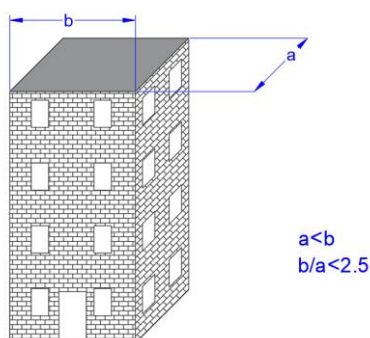


Figura 2-34 Condición de regularidad (Base)

Fuente: Elaboración propia

- No tiene entrantes ni salientes cuya dimensión exceda en 20% la dimensión paralela en la dirección considerada.

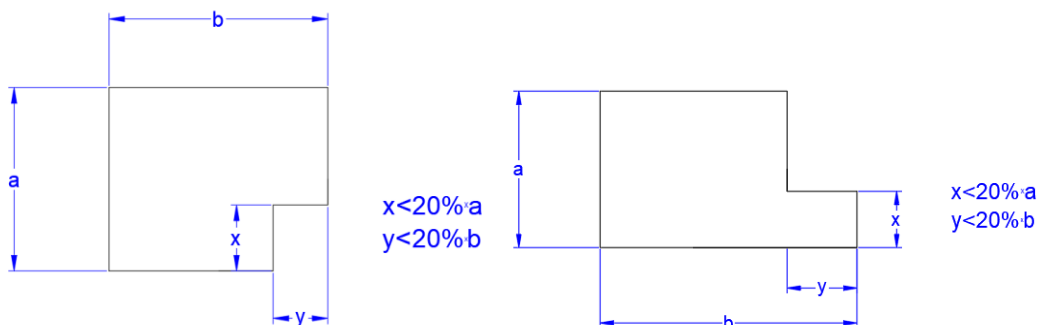


Figura 2-35 Condición de regularidad (Entrantes y salientes)

Fuente: Elaboración propia

- Cada nivel tiene un sistema de techo o piso rígido y resistente.
- No tiene aberturas con dimensiones mayores al 20% de la dimensión medida paralelamente a la estructura, estas áreas no ocasionan asimetrías significativas. La sumatoria del área de las aberturas no excede en un 20% del área total de la planta.

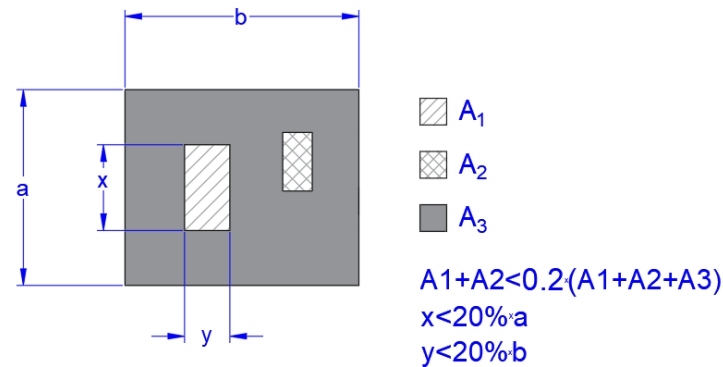


Figura 2-36 Condición de regularidad (Aberturas)

Fuente: Elaboración propia

- El peso de cada nivel no es mayor al 110% al piso inmediatamente inferior, con excepción del último piso.
- Todos los pisos tienen un área, menor que el 110% del piso inmediatamente inferior y mayor al 70% de esta. No se toma en cuenta el último piso.
- Todas las columnas están restringidas en todos los pisos en dos direcciones ortogonales, por diagramas horizontales, y trabes o losas planas.
- La rigidez o resistencia a corte de ningún entrepiso excede en más de 50% a la del entrepiso inmediatamente inferior. El último piso queda exclusivo de este requisito.
- La excentricidad torsional calculada estáticamente excede en 10% de la dimensión de planta medida paralelamente.

Una estructura fuertemente irregular, si se cumple una de las siguientes condiciones:

- La excentricidad torsional excede en 20% de la dimensión en planta, medida paralelamente a la excentricidad mencionada.
- La rigidez o resistencia a corte excede en 100% la de piso inmediatamente inferior.

Los coeficientes de corrección por irregularidad, se modifica según la Figura 2-37, según las condiciones de regularidad descritos anteriormente.

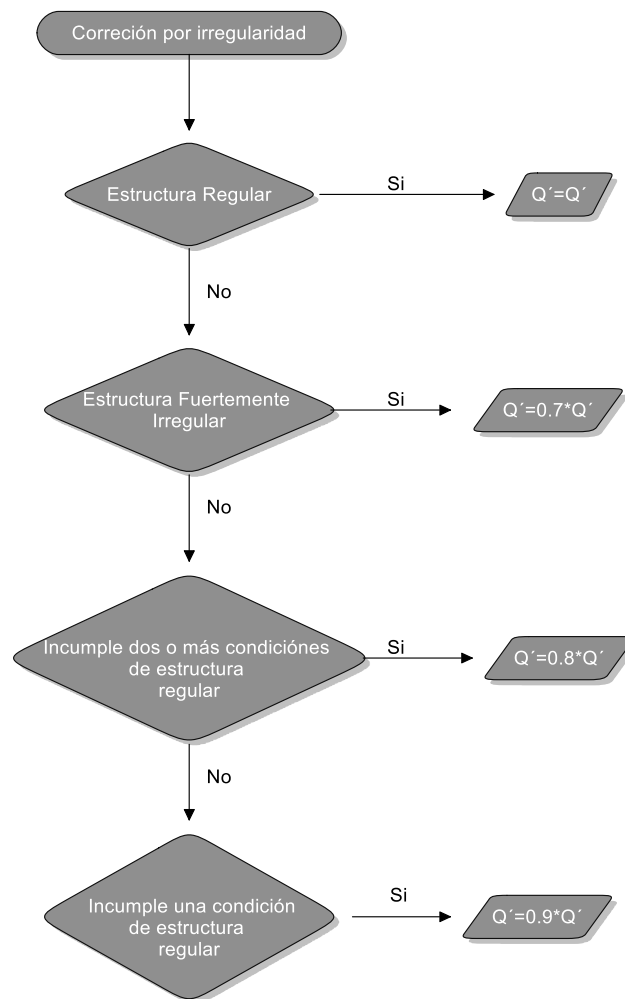


Figura 2-37 Diagrama de flujo de corrección por Regularidad Estructural

Fuente: Elaboración propia

Factor de reducción por sobrerresistencia (Ω)

El factor de sobrerresistencia, según el Art.22 (RNC-07)[2] es $\Omega=2$, indistintamente del sistema estructural.

Zonificación sísmica de Nicaragua

En la Figura 2-38, se muestra la zonificación en A, B, C, siendo la zona C de mayor peligro sísmico. Se aprecia la ubicación de la ciudad de Managua, en la zona C.

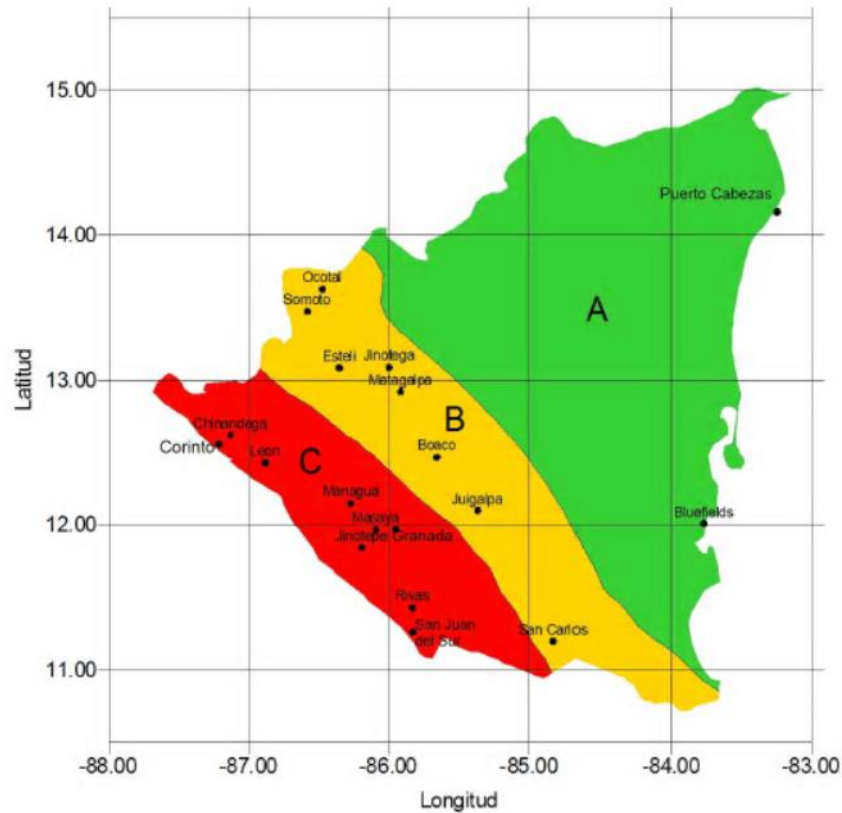


Figura 2-38 Zonificación Sísmica de Nicaragua

Fuente: (RNC-07)[2]

Factor de amplificación por tipo de suelo

En el Art. 25 (RNC-07)[2], se especifica la clasificación del suelo según V_s (Velocidad promedio de ondas de corte), se determina con la formula (26).

$$V_s = \frac{\sum_{n=1}^N h_n}{\sum_{n=1}^N \frac{h_n}{V_n}} \quad (26)$$

Donde:

h_n Espesor del estrato n

V_n Velocidad de ondas de corte del estrato n

n Número de estratos

Mediante la velocidad de corte, la clasificación según los límites mostrados en la Tabla 2-9.

Características

Tipo I	Afloramiento Rocoso	$V_s \geq 750 \text{ m/s}$
Tipo II	Suelo Firme	$360 \text{ m/s} < V_s \leq 750 \text{ m/s}$
Tipo III	Suelo Moderadamente Blando	$180 \text{ m/s} \leq V_s \leq 360 \text{ m/s}$
Tipo IV	Suelo muy blando	$V_s < 180 \text{ m/s}$

Tabla 2-9 Clasificación del suelo

Según el Art.25 (RNC-07)[2], si no se dispone de mapas de microzonificación se utilizará los siguientes valores (S) mostrados en la Tabla 2-10, conociendo la zona y la velocidad promedio de ondas corte. Los suelos tipo IV, es necesario construir sus propios espectros de sitios específicos.

Zona sísmica	Tipo de suelo		
	I	II	III
A	1.0	1.8	2.4
B	1.0	1.7	2.2
C	1.0	1.5	2.0

Tabla 2-10 Factor S**Coeficientes de diseño sismo-resistente****Método estático equivalente**

El coeficiente sísmico según el Art. 24 (RNC-07)[2], se obtiene de la formula (27).

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_o)}{Q' \cdot \Omega} \geq S \cdot a_o \quad (27)$$

Siendo:

V_o Cortante Basal

W_o Peso de carga muerta y carga viva reducida (CM+CVR)

a_o Coeficiente de aceleración de la zona, para estructuras B y C (Anexo 3)

Q' Factor de reducción por ductilidad

$\Omega = 2$ Factor de reducción por sobrerresistencia

S Factor de amplificación por tipo de suelo

Fuerza sísmica horizontal

Según el Art.26 (RNC-07)[2], se debe resistir una fuerza sísmica basal calculada con la formula (28).

$$F_s = c \cdot W_o \quad (28)$$

Donde:

c Coeficiente Sísmico

W_o Peso total del edificio

Espectro de diseño sísmico

El espectro definido según el Art.27 (RNC-07)[2], se muestra en la Figura 2-39. La aceleración obtenida se mantendrá para estructuras del Grupo B, y C, para estructuras grupo A este valor se multiplicará por un factor de 1.5. El valor de a_o se obtendrá mediante el mapa de isoaceleraciones de Nicaragua en el Anexo 3 para el análisis estático equivalente y análisis modal.

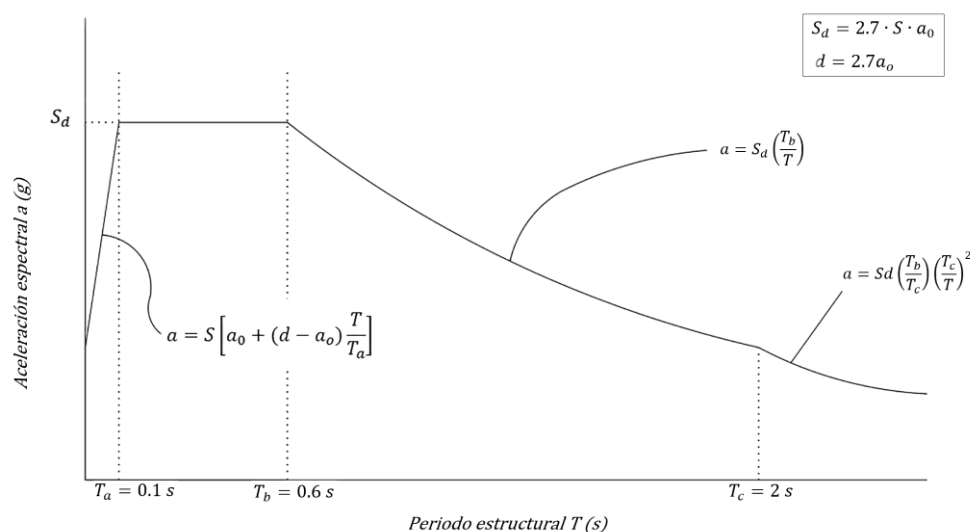


Figura 2-39 Espectro sísmico

Fuente: Elaboración propia

3. SISMICIDAD DE MANAGUA

La ciudad de Managua, siendo la capital del país de Nicaragua, con una población de 1 028 808 habitantes en el año 2012 (SINEVI)[34], representa el 17% respecto a la población del país con una extensión de 267.17 km² (INEC)[35]. Managua forma parte de la zona de mayor sismicidad de Nicaragua, país que a su vez forma parte del “Cinturón del fuego del Pacífico”, lugar donde se concentran la mayor parte de terremotos en el mundo. En la Figura 3-1, se muestran los terremotos de la región con magnitud $M \geq 7$ y los de $6 \leq M < 7$ en Escala de Richter, entre 1973 y 1999. Se observa que Nicaragua se encuentra el borde Oeste de la placa del Caribe, y la Placa de Cocos se sumerge bajo ella en la Trinchera Mesoamericana con una velocidad relativa de aproximadamente 8 cm/año. Así mismo, se muestran que el sistema de volcanes se forma de manera paralela al choque de las placas.

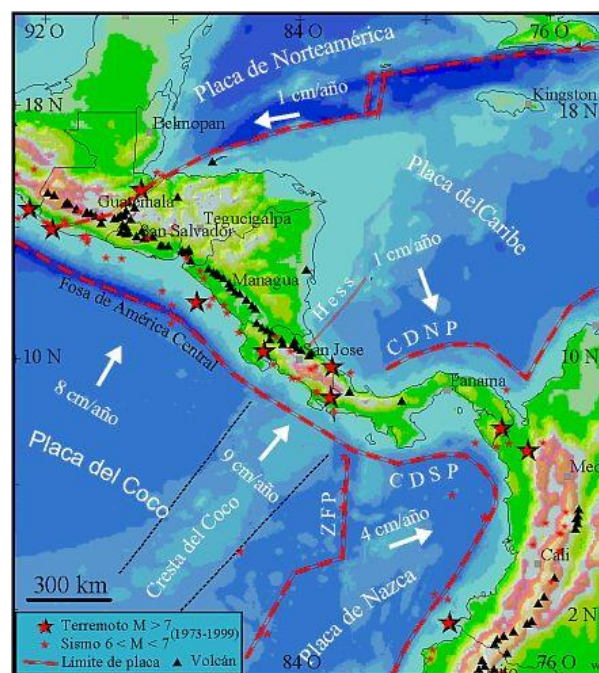


Figura 3-1 Terremotos desde 1973-1999 mayores a 6 Escala de Richter

Fuente:(INETER)[36]

Por otro lado, la Figura 3-2 muestra el mapa de sismos ocurridos entre 1993 y 2000 agrupados por profundidad, considerando los sismos de baja profundidad (0-30 km), se encuentran en una franja ancha en el océano Pacífico donde se encuentran las placas tectónicas, y en la cadena volcánica de Nicaragua, esta última se encuentra cerca de las principales ciudades, y los sismos profundos (>30 km), suceden en el hundimiento de la placa Cocos en el manto terrestre. (INETER)[36]

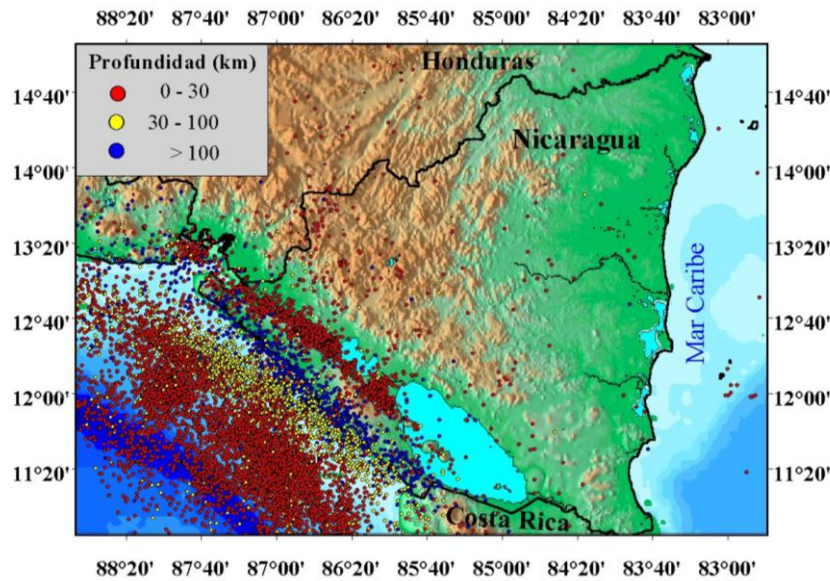


Figura 3-2 Mapa de sismicidad de Nicaragua 1993-2000

Fuente: (INETER)[36]

Las fallas localizadas en la ciudad de Managua se muestran en la Figura 3-3. En 1931 la ciudad de Managua sufrió un terremoto de magnitud de 5.3-5.9, en la Falla Estadio con una ruptura superficial en la dirección N-NE en la zona Occidental de Managua, y en el año 1972, sucedió un terremoto de magnitud de 6.2, y hasta un grado IX en escala de Mercalli en el centro de la ciudad, rompiendo cuatro fallas, destacándose la Falla Tiscapa.

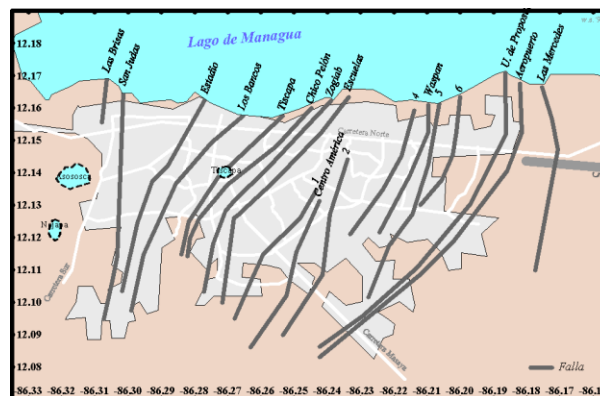


Figura 3-3 Fallas de Managua

Fuente: (INETER)[37]

Como resultado del estudio de interpretaciones de datos de sensores remotos con datos sismológicos de 1972 se ha concluido que la zona de fallas es una estructura compuesta con dirección N-S, en su mayoría son oblicuas con componentes dextrales de movimiento lateral (Figura 3-4). El sismo de 1972 activó únicamente la parte oeste del Graben de Managua. (Frischbutter, A.)[38]

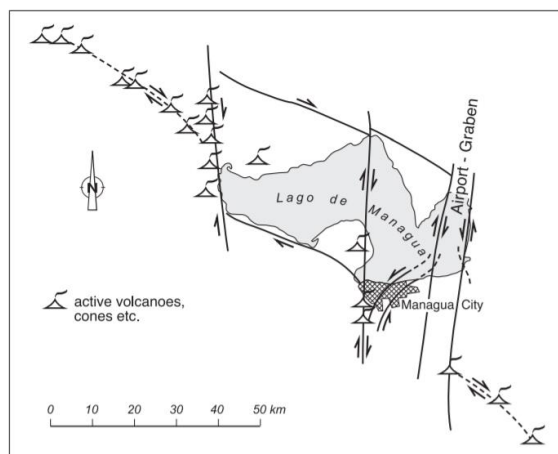


Figura 3-4 Fallas activas de Managua

Fuente: (Frischbutter, A.)[38]

A continuación, se muestran los componentes NS, EO y vertical del sismo de Managua de 1972, de las 6:29 am y 7:19 am, en la Figura 3-5 y Figura 3-6 respectivamente.

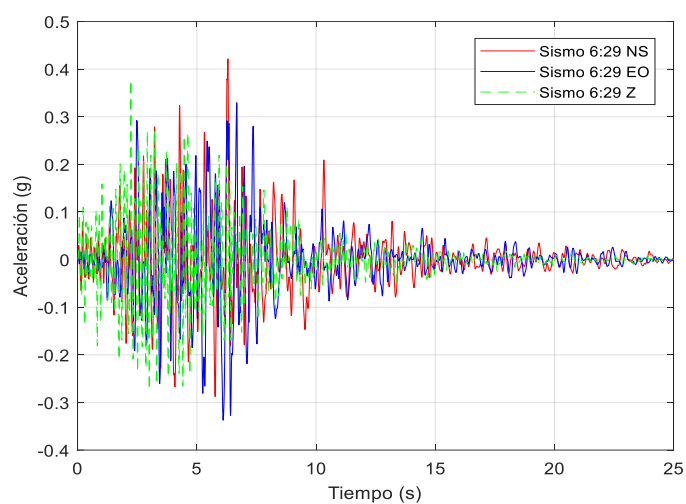


Figura 3-5 Registro Sísmico 1972 6:29 am

Fuente: Elaboración propia

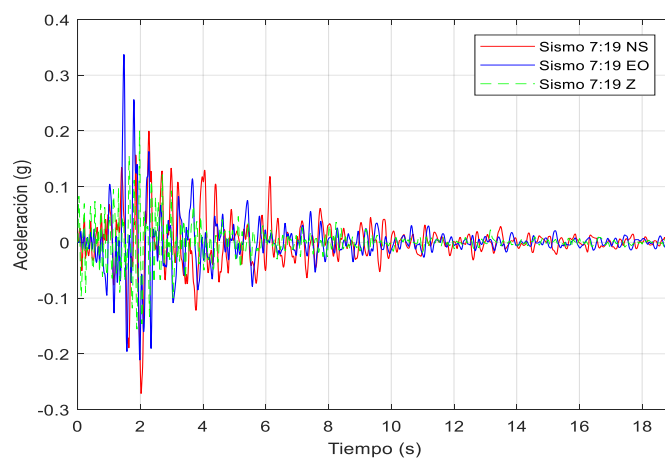


Figura 3-6 Registro Sísmico 1972 7:19 am

Fuente: Elaboración propia

En la Tabla 3-1 se muestra los registros sísmicos disponibles, del enjambre de septiembre de 2016, y en la Figura 3-7 se muestran los registros temporales correspondientes.

Enjambre	Fecha	Hora
330	2016-09-15	08:50
333	2016-09-15	06:00
335	2016-09-15	07:57
337	2016-09-15	07:14
342	2016-09-15	07:44
351	2016-09-15	05:53
355	2016-09-28	16:45

Tabla 3-1 Registros sísmicos de enjambres año 2016

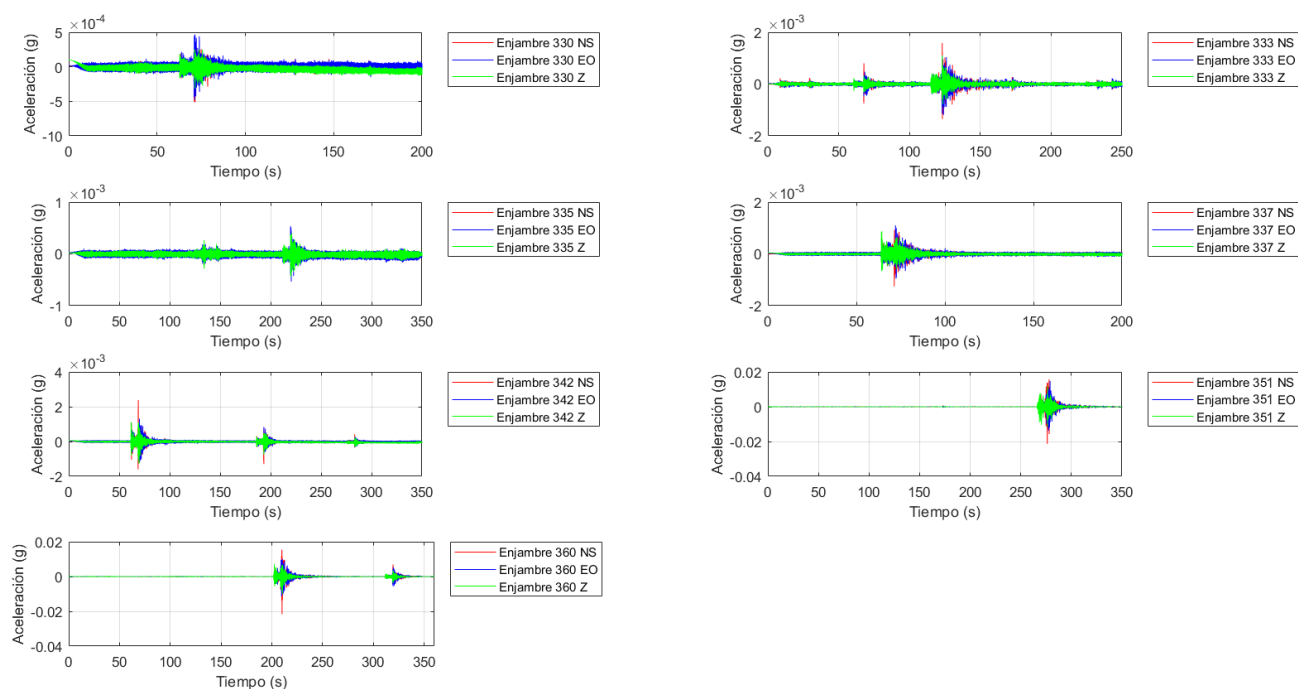


Figura 3-7 Registros Sísmicos de Enjambres año 2016

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 3-8 se compara el espectro de respuesta con el 5% de amortiguamiento, del sismo de 1972 con el espectro de diseño de la normativa RNC-07, para zona C ($a_o = 0.3g$), y para suelos tipo I, II y III.

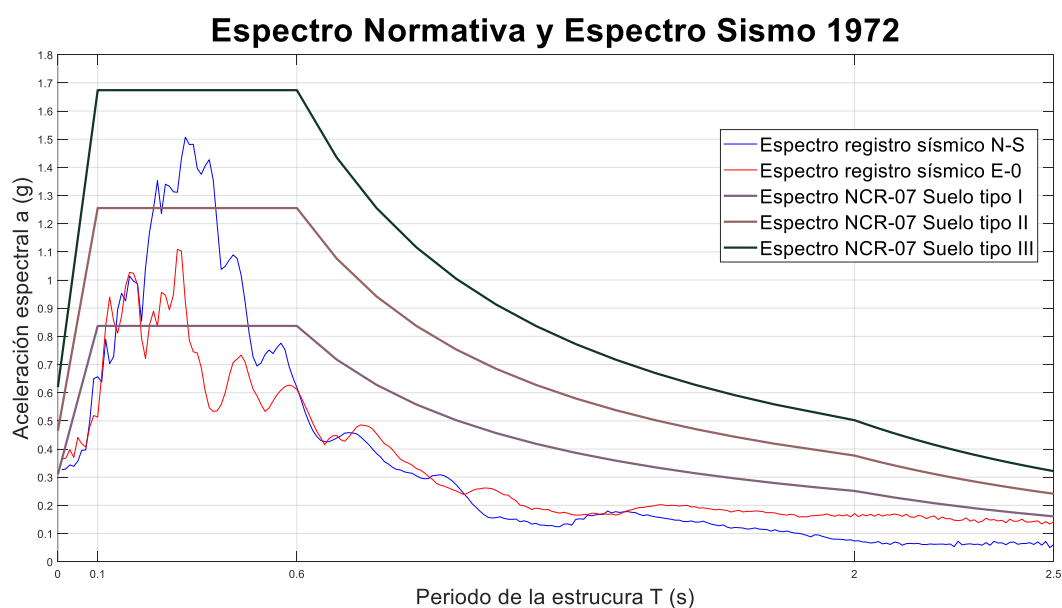


Figura 3-8 Espectro Normativa y Espectro Sismo 1972

Fuente: Elaboración propia

En la Figura 3-9, se muestra el espectro de cada uno de los enjambres, en las direcciones Norte-Sur, y Este-Oeste, y se muestra que tiene una mayor aceleración espectral, los registros identificados como 351, y 355, con un valor máximo de 0.0835g.

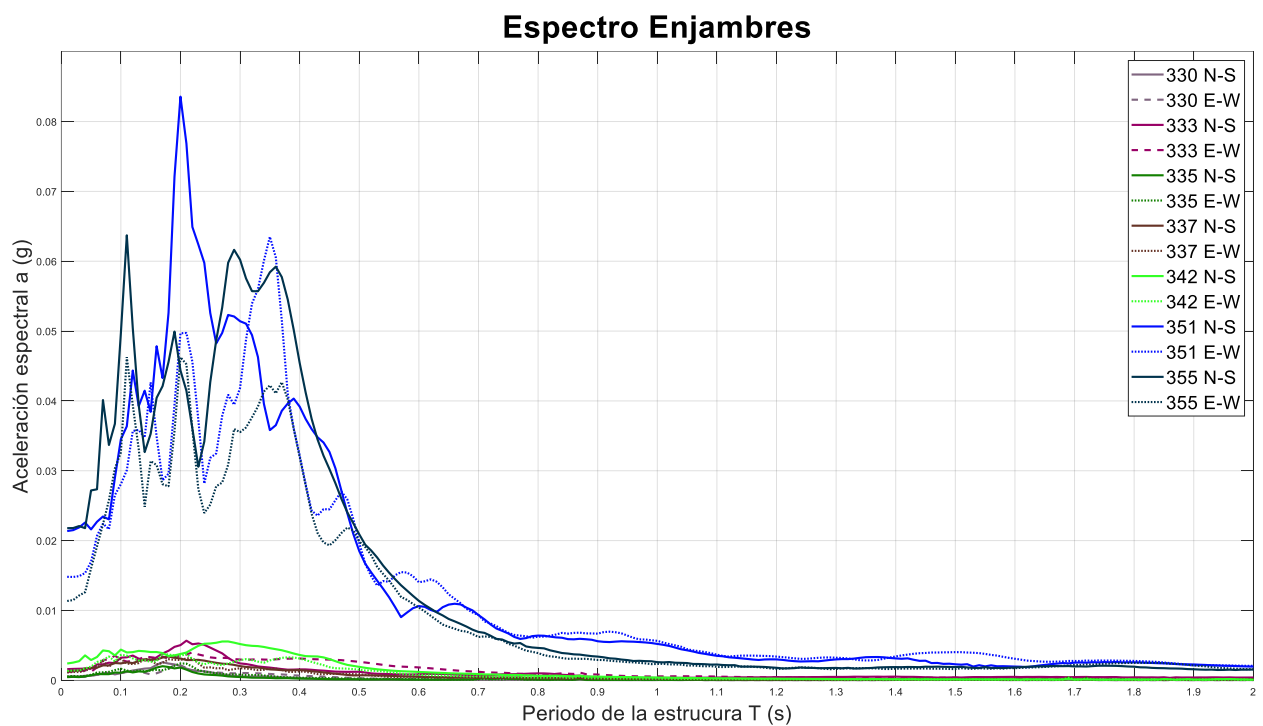


Figura 3-9 Espectro Enjambres

Fuente: Elaboración propia

4. CRITERIOS COMUNES DE LOS CASOS DE ESTUDIO

Los casos de estudios se consideran ubicados en la ciudad de Managua, en un suelo tipo B. Se analizará el comportamiento de dos viviendas de interés social, con un sistema constructivo arraigado en el país, como lo son: la mampostería confinada y mampostería reforzada. Son viviendas de un área de 65 m² y de una altura media de 3 metros.

Programa de Cálculo Estructural

El modelo matemático de las estructuras se lo realiza utilizando programas de computación de reconocida validez y de uso generalizado de análisis y diseño tridimensional de estructuras, que se basa en Métodos de elementos finitos (MIDAS)[39](CSI)[40]. Se modela las estructuras tridimensionalmente a fin de obtener todas las combinaciones de carga prescritas por el código RNC-07 a partir de las diferentes combinaciones de carga y analizar los resultados de cada tipo de análisis.

Códigos De Diseño

En el presente documento se hace referencia a los siguientes códigos:

- Reglamento Nacional de Construcción (RNC-07) (RNC-07)[2]
- ACI 318-14 (American Concrete Institute (ACI))[41]
- Norma Mínima De Diseño Y Construcción General De Mampostería MP-001 (MP-001)[42]
- Norma mínima de diseño y construcción de concreto estructural CR-001 (CR-001)[43]

Combinaciones de carga

Las combinaciones de carga se realizaron según lo definido en la sección 2.5.

Materiales

En el caso de algunos datos sobre las características de materiales, se consideraron los valores característicos de estos como los mínimos requisitos según la normativa de Nicaragua, los cuales no fueron definidos en los planos correspondientes, siendo los siguientes:

- Hormigón resistencia la compresión a los 28 días $f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ Art. 24 (CR-001)[43]
- Acero grado 40 límite de fluencia $F_y = 2800 \text{ kg/cm}^2$ Art.3.4 (MP-001)[42]
- Bloque de concreto, resistencia a la compresión en área bruta $F'_u = 55 \text{ kg/cm}^2$ Art.61 (RNC-07)[2]

Características del terreno

Se considera un suelo tipo II, según el Art. 25 (RNC-07)[2] con la característica de velocidad de propagación de onda del terreno entre 360 y 750 m/s, siendo suelo firme y el factor de amplificación de suelo es 1.5, según el Art. 25 (RNC-07)[2].

Zona Sísmica

La zonificación sísmica de Nicaragua, según Art.24 (RNC-07)[2] ubica a Managua en la zona C, como se muestra en la Figura 2-38.

Coeficiente a_0

Según el mapa de isoaceleraciones, del Anexo 3, se determina una aceleración para la ciudad de Managua de 0.31.

Caracterización de las estructuras

Se considera estructuras de normal importancia, según el Art.20 (RNC-07)[2], es decir Grupo B, ya que son aquellas en el grado de seguridad requerido es intermedio, y cuya falla parcial o total causaría pérdidas de magnitud intermedia como viviendas.

Espectro de diseño

La determinación del espectro de diseño se realizó con las fórmulas de la sección 2.5, y se muestra en la Figura 4-1.

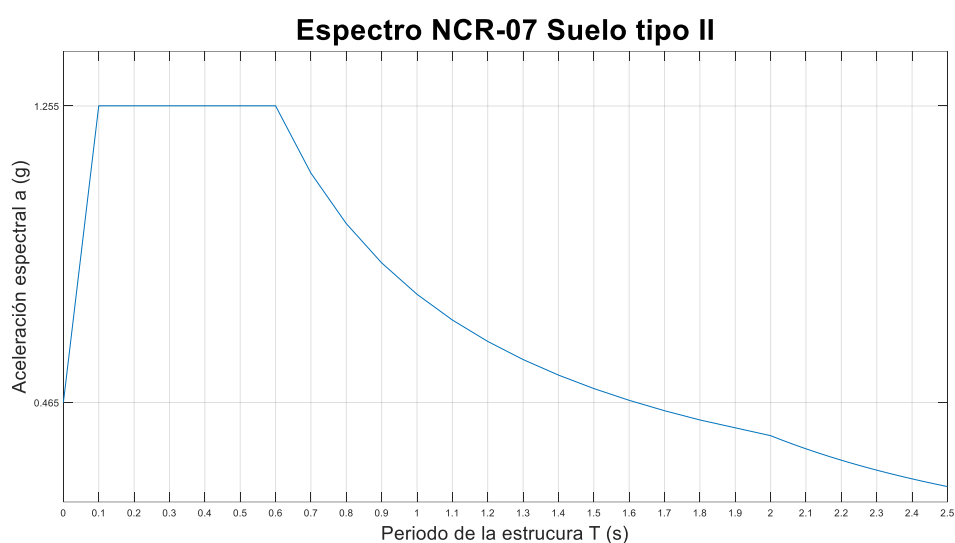


Figura 4-1 Espectro de diseño Casos de estudios

Fuente: Elaboración propia

Factores de seguridad

En las diferentes solicitaciones en el plano los muros de mampostería cumplen todos los requisitos, y los factores de seguridad utilizados según el Art.6.2 (MP-001)[42], se muestran en la Tabla 4-1.

Tipo de esfuerzo	ϕ
Flexión con carga axial en mampostería reforzada	0.90
Flexión con carga axial en mampostería no reforzada	0.60
Corte	0.80

Tabla 4-1 Coeficientes de Seguridad Mampostería

5. CASO DE ESTUDIO: MAMPOSTERÍA CONFINADA

La estructura tipo de Mampostería Confinada, es destinada a uso residencial, tiene 1 piso con una superficie de 69m². La estructura es simétrica en planta y en elevación. El sistema estructural es mampostería confinada. Se supone ubicada en la ciudad de Managua. La cimentación posee plintos aislados, se analizará su comportamiento sísmico aplicando la norma de Nicaragua, mediante análisis lineal con el método estático equivalente, análisis Modal espectral, análisis no lineal por el método de Pushover y análisis Time History.

5.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Regularidad de la estructura

Según según el Art. 23 (RNC-07)[2], con sus parámetros y propiedades de geométricas de la estructura se considera una estructura regular:

Relación de la dimensión menor de su base y su altura no pasa de 2.5.

$$6/3=2 < 2.5 \quad \text{Ok}$$

Relación entre el largo y el ancho de la base no excede de 2.5.

$$12/6=2 < 2.5 \quad \text{Ok}$$

Elementos estructurales

La estructura está compuesta de vigas y columnas que se muestran en la Figura 5-1.

Ductilidad de la estructura y sobrerresistencia

El factor de reducción por ductilidad, $Q=1.5$, ya que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entrepisos por muros de mampostería confinada, considerando que satisfacen los requisitos de la norma correspondiente, Art. 21. (RNC-07)[2]

Factor de reducción por sobrerresistencia $\Omega = 2$. (RNC-07)[2]

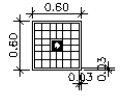




TABLA DE CIMENTOS			
CIMENTOS		TIPO	
SIMBOLOGIA		DETALLE	DESCRIPCION
ZAPATAS	Z-1		ZAPATA DE 7 VARILLAS No. 4 EN AMBAS DIRECCIONES
VIGAS	VIGA AISISMICA (V-A)		VIGA DE 4 VARILLAS No. 4 CON ESTRIBOS No. 3 LOS PRIMEROS 5 @ 0.05 MTS EL RESTO @ 0.10 MTS
	VIGA INTERMEDIA (V-I) VIGA CORONA (V-C) VIGA DINTEL (V-D)		VIGA DE 4 VARILLAS No. 3 CON ESTRIBOS No. 2 LOS PRIMEROS 5 @ 0.05 MTS EL RESTO @ 0.10 MTS
COLUMNAS	COLUMNA 1 (C-1)		COLUMNA DE 4 VARILLAS No. 4 CON ESTRIBOS No. 3 @ 0.15 MTS
	COLUMNA 2 (C-2)		COLUMNA DE 4 VARILLAS No. 3 CON ESTRIBOS No. 2 @ 0.15 MTS

Figura 5-1 Elementos estructurales Mampostería Confinada

Fuente: Planos estructurales

Coefficiente de sismo de diseño

El coeficiente de sismo de diseño se calcula mediante la fórmula (29), dando como resultado un valor de 0.465.

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_o)}{Q \cdot \Omega} \text{ Pero nunca menor que } S \cdot a_o \quad (29)$$

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{1.5 \cdot (2.7 \cdot 0.31)}{1.5 \cdot 2} = 0.41 < 0.465 \therefore c = 0.465$$

Donde:

W_o = CM + CVR

V_o = Cortante Basal

Determinación de carga muerta

Se considera el peso de la mampostería de 200kg/m², según la normativa, adicional a 20 kg/m² por cada centímetro de repello. En el Anexo 4 se calcula el peso de mampostería, dando un valor de 205 kg/m², siendo muy similar al de la normativa. Se considera que el valor del peso de la mampostería será 240 kg/m², considerando 1 cm de repello por cada lado.

Los pesos unitarios de los materiales se muestran en la Tabla 5-1, y la carga muerta total de la estructura se muestra en la Tabla 5-2, con un peso aproximado de 60 toneladas.

Material	Cantidad	Unidad
Mampostería + recubrimiento	240	kg/m ²
Hormigón Armado	2400	kg/m ³
Hierro 8mm	0.395	kg/m
Ventana de aluminio	20.00	kg/m ²
Zinc corrugado 26	5.4	kg/m ²
Yeso con perfiles de aluminio	8	kg/m ²
Puerta Pino Costeño e=0.0508m	40.68	kg/m ²

Tabla 5-1 Pesos Unitarios Caso Mampostería Confinada

Material	U	Cantidad	Total
Mampostería + recubrimiento	m ²	163.73	39295.20
Hormigón Armado	m ³	8.49	20393.10
Ventana de aluminio	m ²	11.83	236.60
Puerta Pino Costeño e=0.0508m	m ²	13.75	559.55
Hierro	m lineales	939.3	371.02
Zinc corrugado 26	m ²	92.39	498.91
Yeso con perfiles de aluminio	m ²	76.50	612.00
			61966.38 kg

Tabla 5-2 Carga Muerta Mampostería Confinada

Carga Viva

La carga viva se toma de Art.11 (RNC-07)[2] para techos livianos, y son los siguientes valores:

$$CV \text{ (Carga viva)} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$CVR \text{ (Carga viva accidental)} = 10 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Área: } 92.39 \text{ m}^2$$

5.2 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

Se considera que actúa el 50% del peso total en la acción sísmica.

$$V = C * W \quad (30)$$

W	30983.19 kg
C	0.465
V	14407.18 kg

Mediante el requisito del Art. 77 (RNC-07)[2], se establece el cumplimiento de requisitos mínimo del uso de mampostería confinada, que las mismas deben tener dimensión mínima el espesor del muro con una área no menor a la definida en la fórmula (31).

$$A_c = \frac{5V}{\sqrt{f'_c}} \quad (31)$$

Donde:

V= Fuerza cortante

A_c =Área del concreto cm^2

f'_c =Resistencia del hormigón a los 28 días

Según el Art. 31 (RNC-07)[2] que se define el método simplificado de análisis, se pueden repartir las cargas sísmicas con la formulas (32) y (33).

$$w = 2 \frac{V}{\sum l_{ie} + 2\sum l_{ic}} \quad \text{Si se trata de un muro central} \quad (32)$$

$$w = \frac{V}{\sum l_{ie} + 2\sum l_{ic}} \quad \text{Si se trata de un muro extremo} \quad (33)$$

Donde:

V Cortante Basal

l_{ic} Longitud de muros extremos

l_{ic} Longitud de muros centrales

Se muestra en la Tabla 5-3, según lo calculado, la dimensión de los muros es de 15 cm, los valores mayores a este no cumplen este requisito, de los cuales 6 ejes si cumplen de los 11 existentes.

	Tipo	Eje	m lineales de muro	V	Dimensión mínima del muro	
Eje X	Extremo	1	3.0	1598.43 kg	8.88 cm	Cumple
	Central	1'	1.1	1193.49 kg	11.72 cm	Cumple
	Central	2	2.1	2237.80 kg	16.04 cm	No Cumple
	Central	3	2.1	2237.80 kg	19.65 cm	No Cumple
	Central	4	3.0	3196.86 kg	19.17 cm	No Cumple
	Central	5	2.1	2237.80 kg	19.65 cm	No Cumple
	Central	5'	0.7	745.93 kg	9.26 cm	Cumple
	Extremo	6	1.8	959.06 kg	12.86 cm	Cumple
Eje Y	Extremo	A	7.0	3156.50 kg	13.47 cm	Cumple
	Central	B	9.0	8116.72 kg	18.71 cm	No Cumple
	Extremo	C	7.0	3133.96 kg	9.49 cm	Cumple

Tabla 5-3 Dimensión mínima el Muro Mampostería Confinada

Las cargas introducidas para evaluar los columnas y vigas de la estructura se muestran en la Figura 5-2.

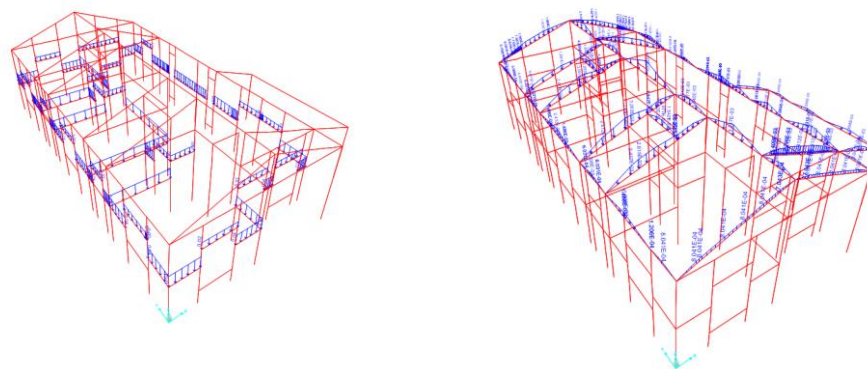


Figura 5-2 CM y CV mampostería confinada

Fuente: Elaboración propia (SAP200)

Comportamiento de elementos estructurales

Las solicitaciones de las acciones consideradas de las combinaciones de carga, la envolvente de estas se muestra en la Figura 5-3.

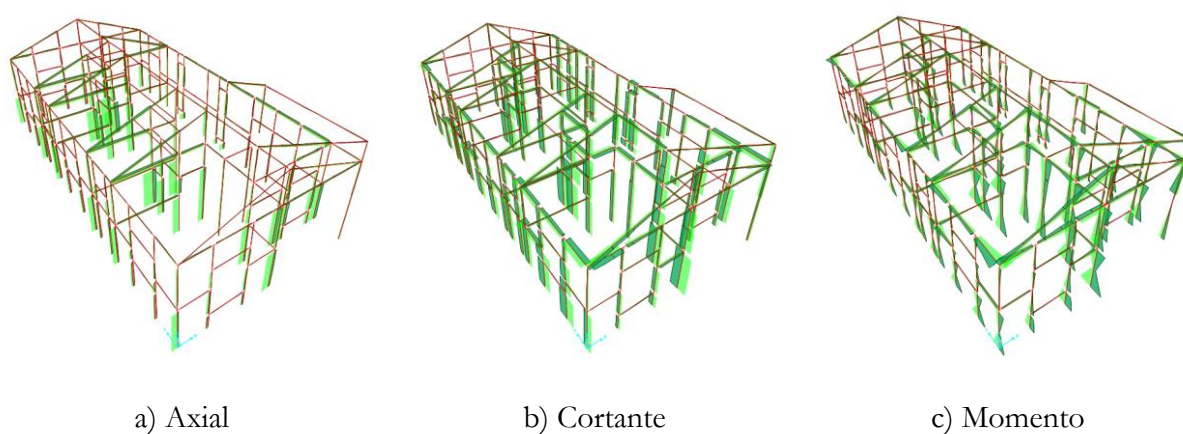


Figura 5-3 Envolvente de cargas

Fuente: Elaboración propia (SAP200)

5.2.1 Verificación de elemento columna

Las dimensiones de las columnas son de 15x15 cm, con un refuerzo longitudinal 4#4, y refuerzo transversal de #3 @15cm.

En la Figura 5-4 se observa el diagrama momento curvatura, y los puntos amarillos representan las solicitaciones de la envolvente de las diferentes combinaciones de los elementos de la estructura.

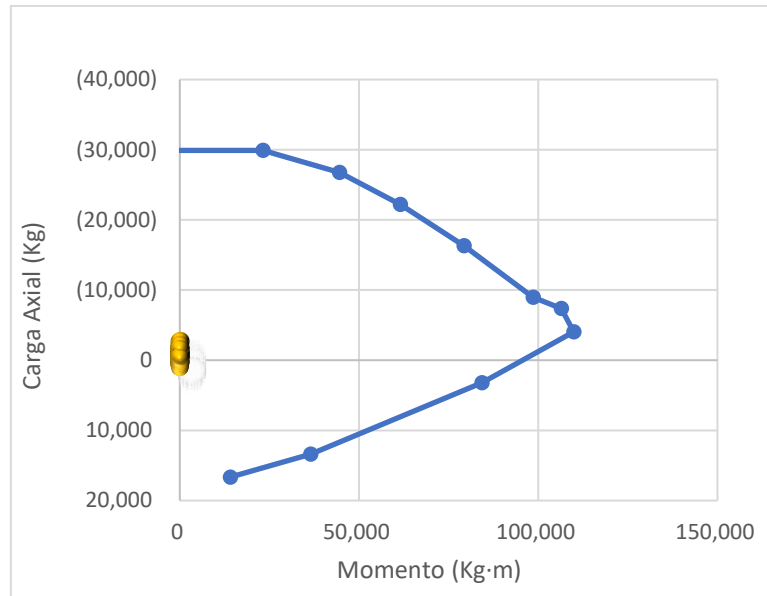


Figura 5-4 Diagrama Momento-Curvatura C1

Fuente: Elaboración propia

5.2.2 Verificación de elemento viga

Las dimensiones de las vigas son de 15x15 cm, con un refuerzo longitudinal 4#3, y refuerzo transversal de #2 @10cm.

Los valores de resistencia son los siguientes, calculados con los siguientes datos:

$$f'_c = 210 \text{ kg/cm}^2$$

$$F_y = 2812 \text{ kg/cm}^2$$

Suponiendo $\sigma_s' \leq f_y$

$$A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f'_c \cdot b \cdot \beta_1 \cdot c + A_s' \cdot \left(\frac{c - d'}{c} \right) \cdot E_s \quad (34)$$

$$1.42 \cdot 2812 = 0.85 \cdot 210 \cdot 15 \cdot 0.85 \cdot c + 1.42$$

$$\cdot \left(\frac{c - 3.49}{c} \right) \cdot 2.1e6$$

$$c = 3.485 \text{ cm}$$

$c < d'$, no llega a trabajar el acero superior se considera como viga simplemente armada

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1.42 \cdot 2812}{0.85 \cdot 210 \cdot 15} = 1.49 \text{ cm} \quad (35)$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.491}{0.85} = 1.75 \text{ cm} \quad (36)$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0.003 = \frac{11.51 - 1.75}{1.75} \cdot 0.003 = 0.0167$$

$$> 0.005 \text{ controlado por tensión} \quad (37)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0.9 \cdot 1.42 \cdot 2812 \cdot \left(11.51 - \frac{1.49}{2}\right) \\ &= 38686.57 \text{ kg} \cdot \text{cm} \\ &= 0.386 \text{ Tn} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (38)$$

$$\begin{aligned} \phi Mn &= 0.9 \cdot As \cdot fy \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 0.9 \cdot 1.42 \cdot 2812 \\ &\quad * \left(11.51 - \frac{1.49}{2}\right) \\ &= 38686.57 \text{ kg} \cdot \text{cm} = 0.386 \text{ Tn} \cdot \text{m} \end{aligned} \quad (39)$$

En las solicitaciones de los elementos verifican todos con un valor de requerido de máximo de 0.33 Tn·m.

5.2.3 Verificación elementos muros de mampostería

En la Tabla 5-4, se muestra los datos sobre la geometría y valores resistente de los muros de mampostería según los valores mínimos correspondiente del material.

h	1.50 m	
t	0.15 m	
f'm	28.00 Kg/cm ²	Resistencia a compresión de mampostería
V _m	4.23 Kg/cm ²	Resistencia a compresión diagonal de la mampostería
fr1	14.00 Kg/cm ²	Resistencia a flexión normal o paralela a las juntas
fr2	6.00 Kg/cm ²	Resistencia a flexión perpendicular a la junta de asiento
fr3	3.00 Kg/cm ²	Resistencia a flexión paralela a la junta de asiento
E	28000.00 Kg/cm ²	
G	11200.00 Kg/cm ²	
f _y	2800.00 Kg/cm ²	

Tabla 5-4 Datos de mampostería confinada

Las solicitaciones de las combinaciones se muestran en la Tabla 5-5, y los cortes realizados corresponden a cada eje de la estructura.

SECCIÓN	P	V2	V3	T	M2	M3
	Tonf	Tonf	Tonf	Tonf-m	Tonf-m	Tonf-m
BASE A (max)	14.52	5.45	0.13	0.04	0.07	0.96
BASE A (min)	7.68	-5.45	-0.18	-0.05	-0.08	-3.83
BASE B (max)	14.65	7.59	0.16	0.07	0.05	1.19
BASE B (min)	11.06	-7.53	-0.14	-0.03	-0.04	-8.97
BASE C (max)	10.39	4.19	0.18	0.08	0.19	-2.45
BASE C (min)	7.36	-4.28	-0.17	-0.04	-0.19	-3.83
BASE1 (max)	6.19	3.19	0.05	0.01	0.02	1.37
BASE1 (min)	3.97	-3.18	-0.06	0	-0.03	-0.73
BASE2 (max)	3.27	2.53	0.04	0.01	0.01	1.18
BASE2 (min)	2.01	-2.55	-0.04	-0.01	-0.01	-1.27
BASE3 (max)	3.22	2.15	0.03	0.02	0.01	2.82
BASE3 (min)	2.75	-2.14	-0.03	-0.02	-0.01	1.21
BASE4 (max)	4.43	2.25	0.06	0.02	0.02	2.39
BASE4 (min)	3.14	-2.36	-0.05	-0.01	-0.01	0.39
BASE5 (max)	0.53	0	0	0	0	0
BASE5 (min)	0.45	0	0	0	0	0
BASE6 (max)	3.87	2.38	0.04	0.02	0.02	-0.09
BASE6 (min)	2.15	-2.25	-0.03	-0.01	-0.01	-1.32

Tabla 5-5 Solicitaciones mampostería confinada

Las propiedades del muro se muestran en la Tabla 5-6, según los ejes que se muestran en la Figura 5-5.

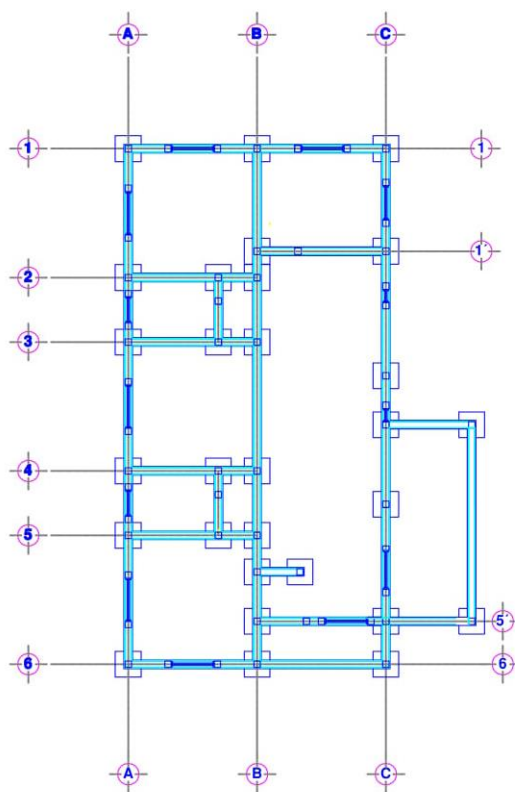


Figura 5-5 Ejes de la estructura

Fuente: Planos estructurales

EJE	Longitud muro (m)						Area neta perpendicular al plano (m ²)					
	Muro N°						Muro N°					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
BASE A	0.90	1.30	1.30	1.30	1.30	0.90	0.059	0.086	0.086	0.086	0.086	0.059
BASE B	3.00	3.00	3.00				0.198	0.198	0.198			
BASE C	1.00	1.40	2.30	1.45	0.80		0.066	0.092	0.152	0.096	0.053	
BASE1	1.00	1.00	1.00				0.066	0.066	0.066			
BASE2	2.10						0.139					
BASE3	2.10						0.139					
BASE4	3.00						0.198					
BASE5	3.00						0.198					
BASE6	0.90	0.90					0.059	0.059				

Tabla 5-6 Propiedades geométricas de los muros

Resistencia en el plano del muro:

- Esfuerzo a compresión axial se calcula con la fórmula (40), correspondiente del Art.8.2 (MP-001)[42].

$$P_n = 0.8 \cdot \left[0.80 \cdot f'_m \cdot A_n + \sum A_s \cdot f_y \right] \cdot \left[1 - \left(\frac{h}{140 \cdot r} \right)^2 \right] \quad (40)$$

Siendo:

P_n Carga de compresión

f'_m Resistencia básica a compresión de la mampostería sobre el área neta

A_n Área neta trasversal de la mampostería

A_s Área de acero longitudinal de las columnas

f_y Fluencia del acero

h Distancia entre las vigas

r Radio de giro de la sección trasversal del muro

EJE	Pn (Tn)					
	Muro N°					
	1	2	3	4	5	6
BASE A	33.39	38.12	38.12	38.12	38.12	33.39
BASE B	58.24	58.24	58.24			
BASE C	34.57	39.31	49.96	39.90	32.20	
BASE1	34.57	34.57				
BASE2	47.59					
BASE3	47.59					
BASE4	58.24					
BASE5	58.24					
BASE6	33.39	33.39				

Tabla 5-7 Resistencia a compresión en el Plano

- Flexo compresión en el plano del muro, según el del Art.8.3 (MP-001)[42] se calcula con la formula (41).

$$M_{ns} = 0.9 \cdot A_s \cdot f_y \cdot d' \quad (41)$$

Donde:

A_s Area de acero longitudinal de cada columna en los extremos del muro

f_y Fluencia del acero

d' Distancia entre los centroides de las columnas en los extremos del muro

EJE	Mns (Tn·m)					
	Muro N°					
	1	2	3	4	5	6
BASE A	3.84	6.40	6.40	6.40	6.40	3.84
BASE B	17.28	17.28	17.28			
BASE C	4.48	7.04	12.80	7.36	3.20	
BASE1	4.48	4.48				
BASE2	11.52					
BASE3	11.52					
BASE4	17.28					
BASE5	17.28					
BASE6	3.84	3.84				

Tabla 5-8 Resistencia a Flexo compresión en el plano del muro

- Flexión compuesta, según el del Art.8.4 (MP-001)[42] se calcula con la formula (42) o (43).

$$M_n = M_{ns} + 0.3 \cdot P_u \cdot d \quad \text{para } P_u \leq \frac{P_n}{3} \quad (42)$$

$$M_n = (1.5 \cdot M_{ns} + 0.15 \cdot P_n \cdot d) \cdot \left(1 - \frac{P_u}{P_n}\right) \quad \text{para } P_u > \frac{P_n}{3} \quad (43)$$

Donde:

M_{ns} Resistencia nominal a flexión simple

P_u Carga axial de compresión sobre el muro

P_n Resistencia nominal a la compresión del muro

d Peralte transversal útil del muro

EJE	$\phi \cdot Mn$ (Tn·m)					
	Muro N°					
	1	2	3	4	5	6
BASE A	12.68	14.21	14.21	14.21	14.21	12.68
BASE B	25.30	25.30	25.30			
BASE C	12.63	14.16	17.62	14.35	11.86	
BASE1	8.04	8.04				
BASE2	9.62					
BASE3	10.62					
BASE4	14.60					
BASE5	10.98					
BASE6	5.21	5.21				

Tabla 5-9 Resistencia a flexión compuesta en el plano

- Esfuerzo de cortante, se calcula con la formula (44) , según el del Art.8.6 (MP-001)[42].

$$V = 0.8 \cdot (0.5 \cdot V_m \cdot A_m + 0.9 \cdot P_u) \leq 1.05 \cdot V_m \cdot A_n \quad (44)$$

Donde:

V_m Resistencia a cortante de mampostería sobre el área bruta

A_m Área bruta de la sección transversal del muro

P_u Fuerza de compresión

EJE	Φ·V (Tn)						V·Φ (Tn)
	Muro N°						
	1	2	3	4	5	6	
BASE A	1.39	2.01	2.01	2.01	2.01	1.39	10.80
BASE B	4.62	4.62	4.62				13.86
BASE C	1.54	2.16	3.54	2.23	1.23		10.71
BASE1	1.54	1.54					3.08
BASE2	3.23						3.23
BASE3	3.23						3.23
BASE4	4.62						4.62
BASE5	4.62						4.62
BASE6	1.39	1.39					2.77

Tabla 5-10 Resistencia a esfuerzo cortante

- Verificación de resistencia

Cada uno de los muros verifico, según su resistencia calculada y la sollicitación de la envolvente de las cargas.

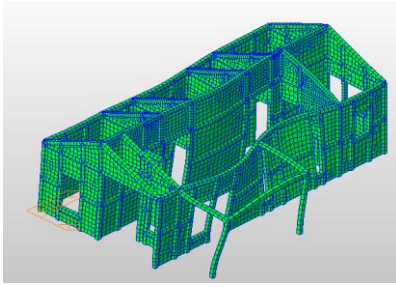
5.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Periodo de la estructura

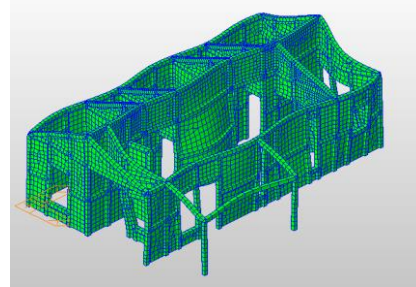
Los valores del periodo de la estructura son calculados por MIDAS, y se muestran en el Anexo 5, con la utilización de elementos finitos tipo barras para vigas y columnas, y elementos tipo placa para la mampostería. Los valores del periodo de los modos más significativos se muestran en la Tabla 5-11 y gráficamente en la Figura 5-6. El porcentaje de participación modal se muestra en la Figura 5-7 para las componentes de los ejes X, Y y el giro respecto a Z, alcanzando un valor de 82.15%, 52.67% y 67,41%, respectivamente en el modo 40.

Modo N°	T
	(s)
1	0.147
3	0.091
19	0.05

Tabla 5-11 Periodos fundamentales de la estructura



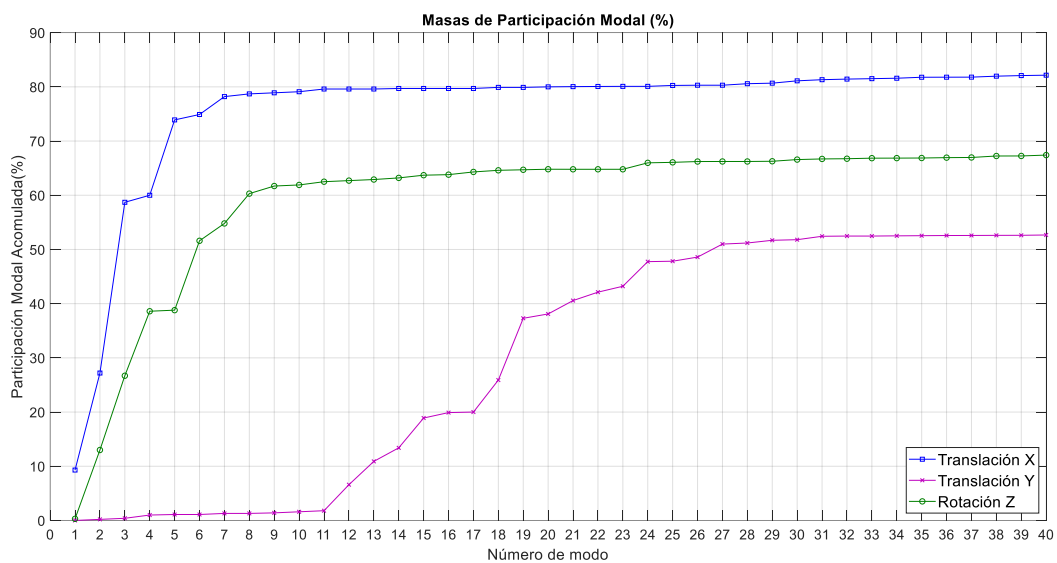
Modo 3 (Predominante en dirección X)



Modo 19 (Predominante en dirección Y)

Figura 5-6 Modos de vibración de la estructura

Fuente: Elaboración propia (Midas)

**Figura 5-7 Porcentaje de masas en participación Modal (%)**

Fuente: Elaboración propia

El valor de cortante basal, con la combinación CQC en el caso del método de análisis espectral es menor al 80%, de análisis lineal (46.5%), es decir que las fuerzas deberían ser aumentadas al 80% del valor del método del diseño basado en fuerzas, como se muestra en la Tabla 5-12.

CORTANTE BASAL %		
Método	DIRECCIÓN	
	X	Y
Espectro	14.17%	21.68%

Tabla 5-12 Cortante Basal

5.4 ROTULAS PLÁSTICAS

Las rotulas en la estructura se definieron usando el método de columna ancha para cada uno de los muros, introduciendo rotulas a corte en la dirección en el plano de los elementos, obteniendo las curvas de capacidad (Figura 5-8) que corresponden a la numeración mostrada en la Figura 5-9.

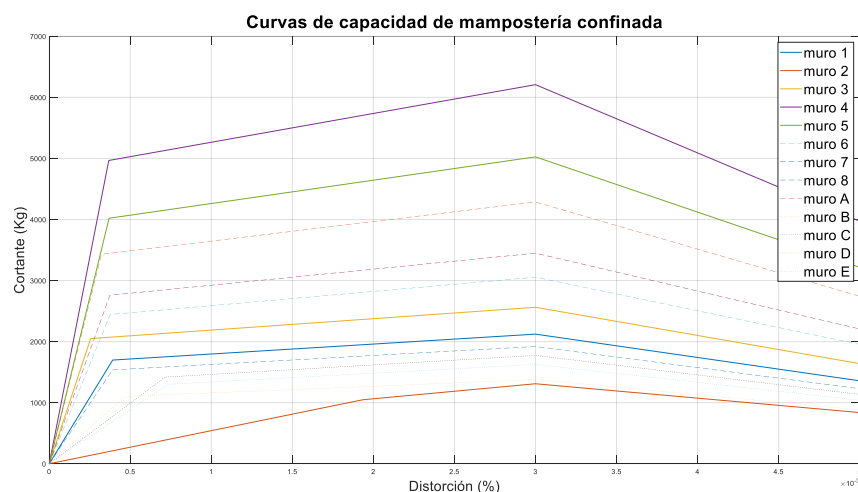


Figura 5-8 Curvas de capacidad de mampostería confinada

Fuente: Elaboración propia

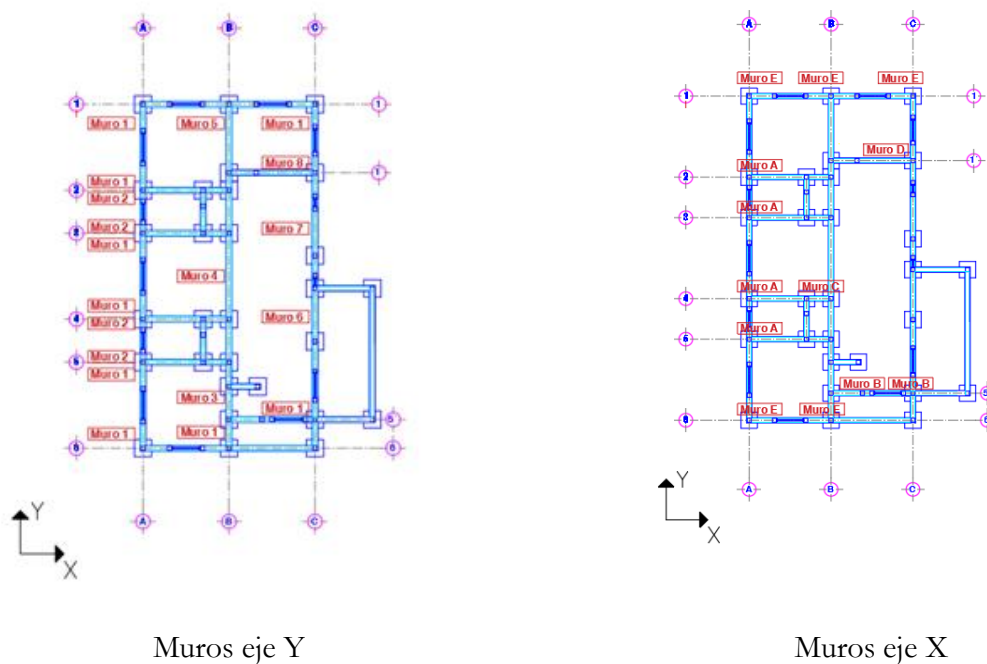


Figura 5-9 Muros de la estructura

Fuente: Modificado de Planos estructurales

5.5 ANÁLISIS PUSHOVER

La curva de capacidad en cada dirección ortogonal de la estructura se muestra en la Figura 5-10, obteniendo una carga máxima de 573.3 kN y 533.8 kN para X y Y respectivamente.

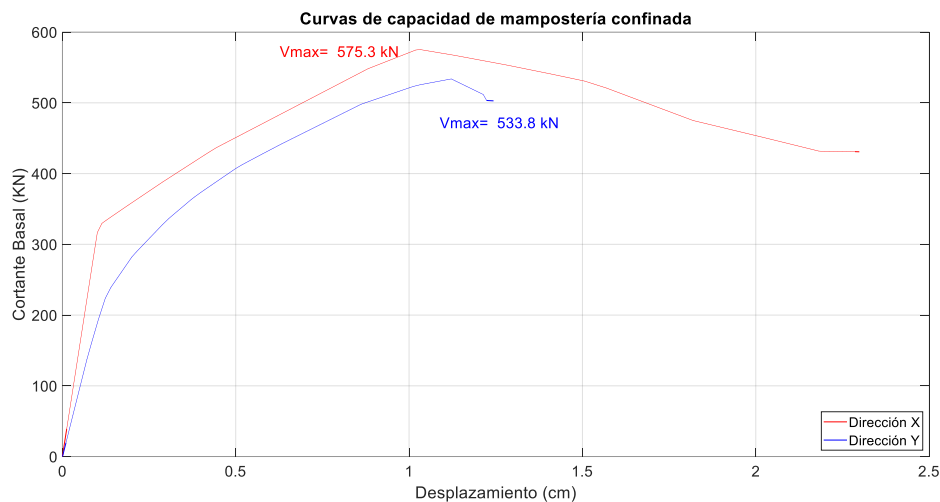


Figura 5-10 Curvas de capacidad de mampostería confinada

Fuente: Elaboración propia

5.5.1 Análisis en dirección X

En el análisis en la dirección X, se obtuvo la siguiente curva de desempeño (Figura 5-11), en el cual se obtuvieron los puntos de desempeño, con una ductilidad de 2.03, estos valores se muestran en la Tabla 5-13.

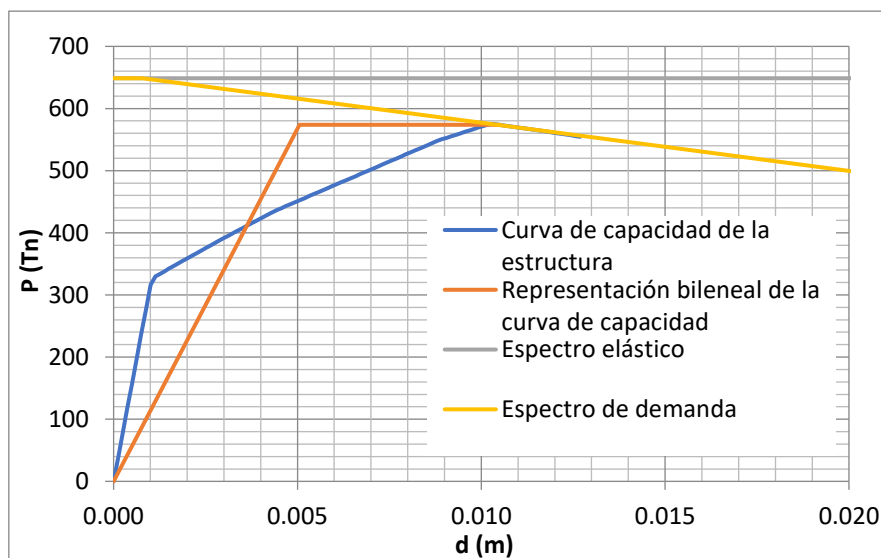


Figura 5-11 Curva de desempeño Dirección X

Fuente: Elaboración propia

Punto de desempeño	
dm=	0.008254
Fy*=	533.9
Em=	3.3
dy*=	0.004
mu=	2.03
Target_disp=	0.0083
Force=	533.883

Tabla 5-13 Valores de Curva de desempeño Dirección X

El proceso de formación de rotulas se muestra en 4 pasos, en la Figura 5-12, en los cuales se observan la secuencia de desempeño de estas.

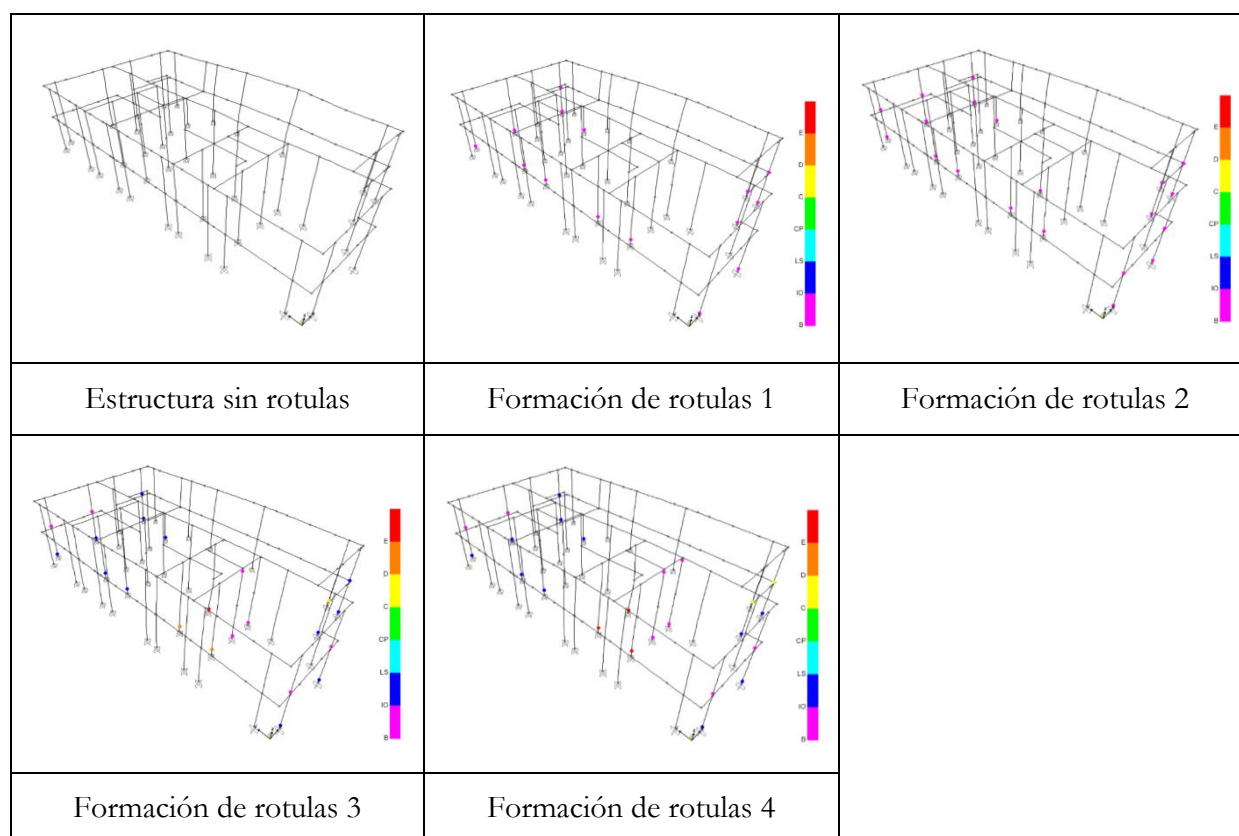


Figura 5-12 Formación de rotulas Dirección X

Fuente: Elaboración propia (SAP200)

5.5.2 Análisis en dirección Y

En el análisis en la dirección Y, se obtuvo la curva de desempeño (Figura 5-13), en el cual se obtuvieron los puntos de desempeño con una ductilidad de 1.83. Estos valores se muestran en la Tabla 5-14.

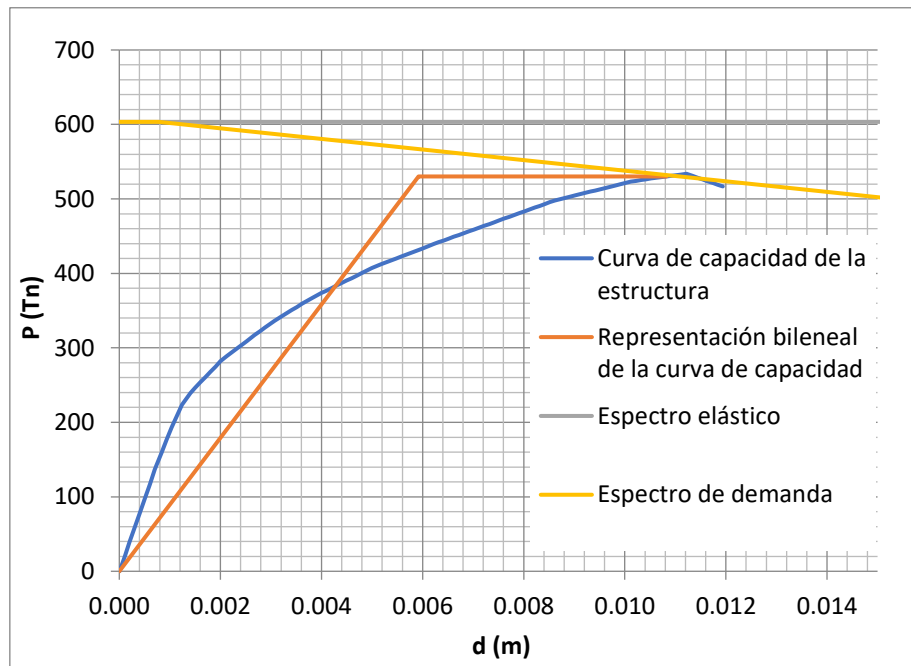
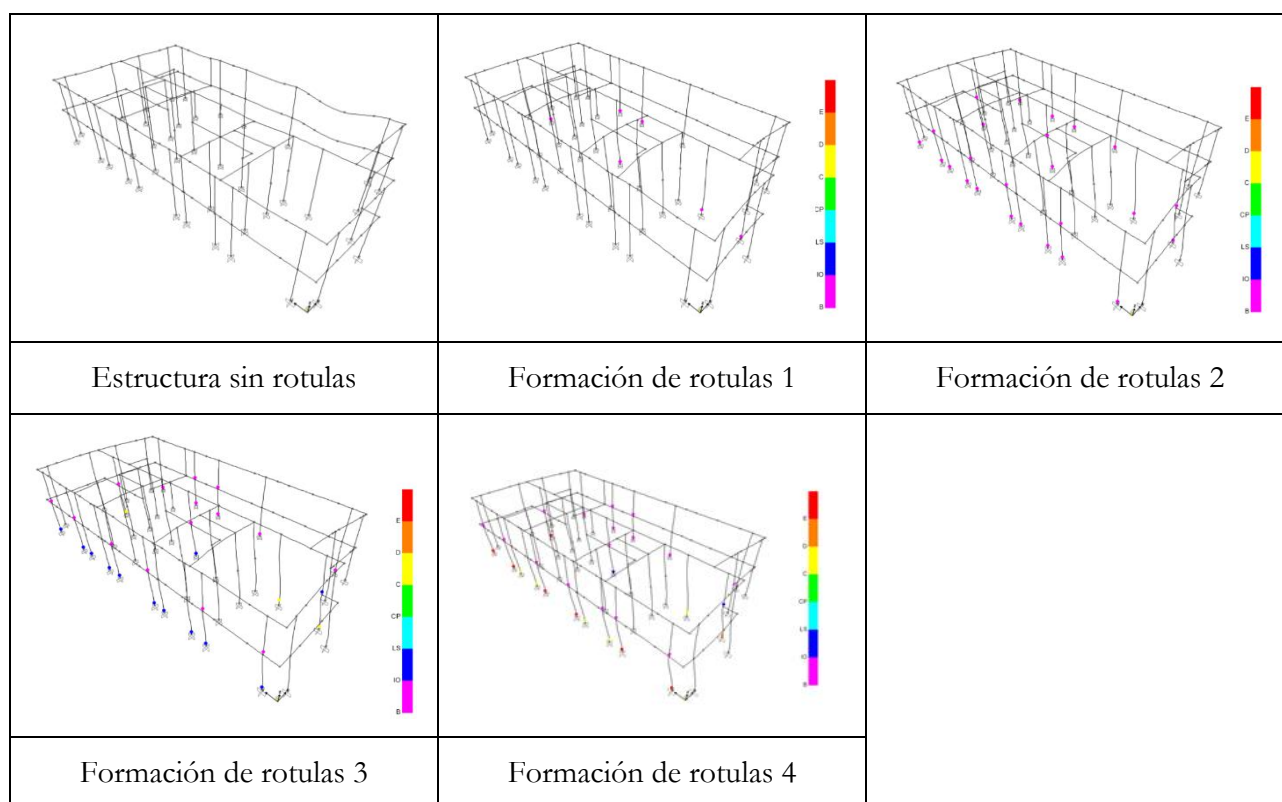


Figura 5-13 Curva de desempeño Dirección Y

Punto de desempeño	
dm=	0.010824
Fy*=	530.2
Em=	4.2
dy*=	0.006
mu=	1.83
Target_disp=	0.0108
Force=	530.178

Tabla 5-14 Valores de Curva de desempeño Dirección Y

El proceso de formación de rotulas se muestra en 4 pasos, en la Figura 5-14, en los cuales se observan la secuencia de desempeño de estas.

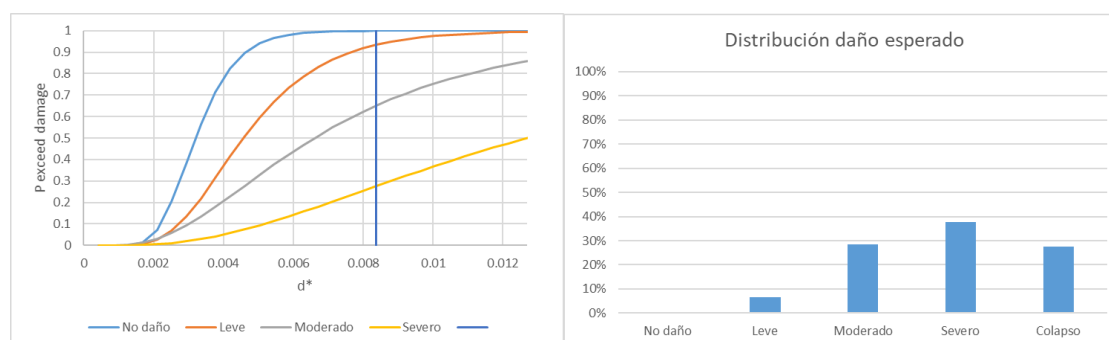
**Figura 5-14 Formación de rotulas Dirección Y**

Fuente: Elaboración propia (SAP200)

5.5.3 Curvas de fragilidad y Distribución de daño

Las curvas de fragilidad, se determinaron por el método simplificado del (HAZUS 99-SR2)[44] para cada dirección, y la distribución de daño según el desplazamiento del punto de desempeño, de las curvas de desempeño que se muestran en la Figura 5-15 y Figura 5-16, para las direcciones X y Y, respectivamente.

El daño esperado en la dirección X de moderado es de 29% , de severo es 38%, y la probabilidad próxima del colapso es del 29%.

**Figura 5-15 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección X)**

El daño esperado en la dirección Y de moderado es de 10%, de severo es 31%, y la probabilidad próxima del colapso es del 35%.

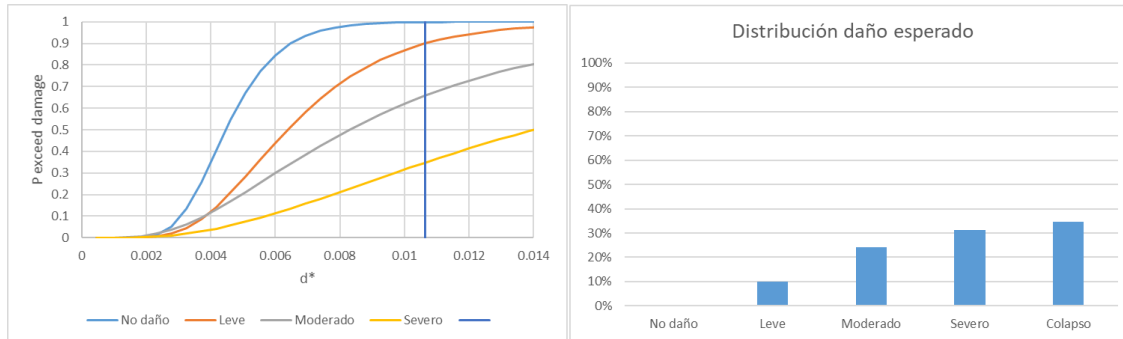


Figura 5-16 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección Y)

5.6 ANÁLISIS TIME HISTORY

En este análisis se realizó con los registros, presentados en el Capítulo 3, en las direcciones X, y Y, y vertical, en las siguientes etapas de carga:

- Aplicación de Carga muerta, y Carga viva accidental
- Análisis de integración directa con análisis no lineal, del registro de la Figura 3-5.
- Análisis de integración directa con análisis no lineal, del registro de la Figura 3-6.

En los resultados, se observa que las rotulas, se presentaron en el régimen lineal, y se analiza en el capítulo 7, su resistencia a la fatiga ante tales solicitaciones.

6. CASO DE ESTUDIO: MAMPOSTERÍA REFORZADA

La estructura tipo de Mampostería Confinada, es destinada a uso residencial, tiene 1 piso, con una superficie de 60m². La estructura es simétrica en planta y en elevación. El sistema estructural es mampostería reforzada. Se supone ubicada en la ciudad de Managua. La cimentación posee una cimentación corrida, se analizará su comportamiento sísmico aplicando la norma de Nicaragua, mediante análisis lineal por el método estático equivalente, y análisis Modal espectral, y análisis no lineal por el método de Pushover, y análisis no lineal transitorio. En la Figura 6-1, se observa el modelo en el programa computacional, y en la Figura 6-2 se muestra en la estructura en planta.

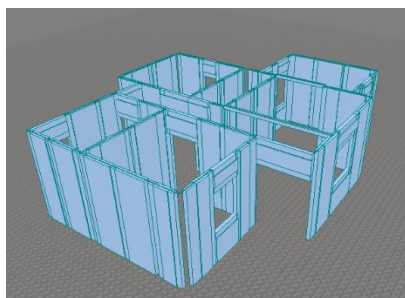


Figura 6-1 Modelo mampostería reforzada

Fuente: Elaboración propia (MIDAS)

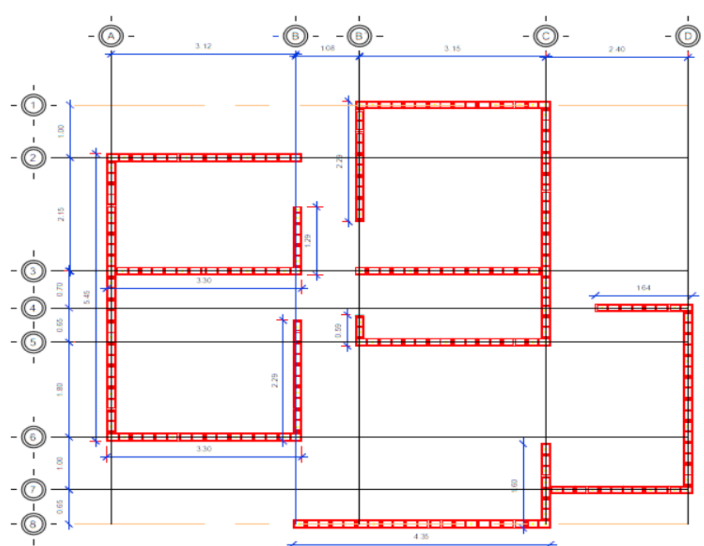


Figura 6-2 Plano en planta de la estructura

Fuente: Planos estructurales

6.1 CARACTERIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

Regularidad de la estructura

Según según el Art. 23 (RNC-07)[2], con sus parámetros y propiedades de geométricas de la estructura se considera una estructura regular:

Relación de su de la dimensión menor de su base y su altura no pasa de 2.5.

$$8.1/3.6=2.25<2.5 \quad \text{Ok}$$

Relación entre el largo y el ancho de la base no excede de 2.5.

$$10/8.1=1.23<2.5 \quad \text{Ok}$$

Elementos estructurales

La estructura está compuesta por mampostería reforzada, utilizando bloques de hormigón huecos de dimensiones de 40x15x120, el techo es de estructura metálica con planchas de Zinc.

Cuantías mínimas de refuerzo:

Según el Art. 7.4.3 (MP-001)[42], el refuerzo mínimo horizontal será de Varillas N°3, cada 60cm, las cuales no están presentes en los planos, adicional el refuerzo longitudinal deberá ser varillas N°3 cada 60 cm, en cuales los muros de la vivienda no cumple, teniendo distancia entre varillas longitudinales de hasta 165 cm.

Ductilidad de la estructura y sobrerresistencia

El factor de reducción por ductilidad, $Q=1.5$, ya que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada en todos los entresijos por muros de mampostería confinada, considerando que satisfacen los requisitos de la norma correspondiente, Art. 21 (RNC-07)[2].

Factor de reducción por sobrerresistencia $\Omega = 2$. Art. 22 (RNC-07)[2].

Coeficiente de sismo de diseño

El coeficiente de sismo de diseño se calcula mediante la fórmula (45), dando como resultado un valor de 0.465.

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{S \cdot (2.7 \cdot a_o)}{Q \cdot \Omega} \text{ Pero nunca menor que } S \cdot a_o \quad (45)$$

$$c = \frac{V_o}{W_o} = \frac{1.5 \cdot (2.7 \cdot 0.31)}{1.5 \cdot 2} = 0.41 < 0.465 \therefore c = 0.465$$

Donde:

$W_o = CM + CVR$

$V_o = \text{Cortante Basal}$

Determinación de Carga viva

La carga viva se toma de Art.11 (RNC-07)[2] para techos livianos, y son los siguientes valores:

$CV \text{ (Carga viva)} = 10 \text{ kg/m}^2$

$CVR \text{ (Carga viva accidental)} = 10 \text{ kg/m}^2$

Determinación de Carga Muerta

Los pesos unitarios de los materiales se muestran en la Tabla 6-1, y la carga muerta total de la estructura se muestra en la Tabla 6-2 y Tabla 6-3, el peso de la estructura, y el techo respectivamente, con un peso total aproximado de 45 toneladas.

Descripción	Peso Unitario	Unidad
Mampostería armada + recubrimiento	300	kg/m ²
Hormigón Armado	2400	kg/m ³
Perfil 2*4*1/16	2.770	kg/m
Caja metálica de 2 perlines de 2*4*3/32	8.190	kg/m
Ventana de aluminio	20.00	kg/m ²
Zinc corrugado 26	5.4	kg/m ²
Yeso con perfiles de aluminio	8	kg/m ²
Puerta Pino Costeño e=0.0508m	40.68	kg/m ²

Tabla 6-1 Peso unitario de los materiales

Material	Unidad	Cantidad	Total
Mampostería + recubrimiento	m ²	142.77	42831.00 kg
Ventana de aluminio	m ²	6.23	124.60 kg
Puertas	m ²	10.8	439.34 kg
Σ			43394.94 kg

Tabla 6-2 Carga muerta de la estructura

Material	Unidad	Cantidad	Total
Perfil 2*4*1/16	m lineales	117.4	325.20 kg
Caja metálica de 2 perlines de 2*4*3/32	m lineales	16.55	135.54 kg
Zinc corrugado 26	m ²	83.00	448.23 kg
Yeso con perfiles de aluminio	m ²	51.81	414.48 kg
Σ			1323.45 kg

Tabla 6-3 Carga muerta del techo

6.2 ANÁLISIS ESTÁTICO LINEAL

Comportamiento de elementos estructurales

Las solicitaciones de las acciones consideradas de las combinaciones de carga, la envolvente de estas se muestra en la Figura 6-3.

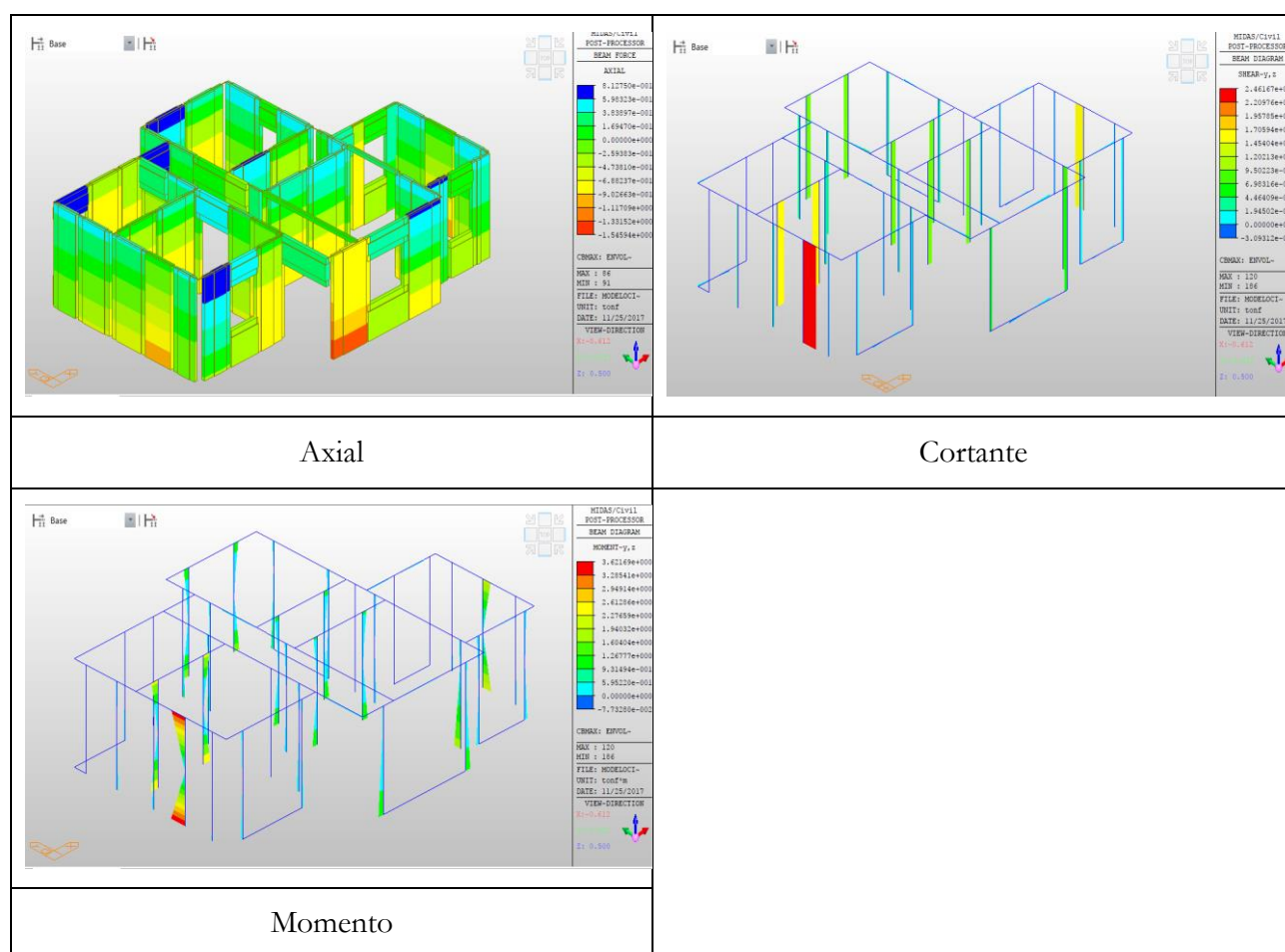
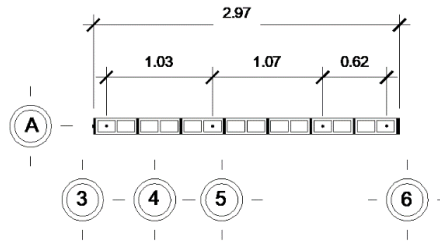


Figura 6-3 Envolventes de cargas

Fuente: Elaboración Propia (Midas)

6.2.1 Verificación de la resistencia de la mampostería reforzada

Se considera la verificación con el muro crítico de la estructura se muestra en la Figura 6-4, y sus propiedades en la Figura 6-5.

**Figura 6-4 Muro crítico**

Fuente: Elaboración Propia

Datos		
h	2.9	m
Ab	0.4455	m2
An	0.20493	m2
AfiN3	0.71	cm2
fy	2,812 Kg/cm2	
f'm	28 Kg/cm2	
Área Transformada		
L	2.97	m
b	0.069	m
I	8.1306E-05	m4
r	0.0199	m
h/r	145.59	
As	2.84	cm2

Figura 6-5 Datos Muro crítico**Resistencia a carga axial y flexión**

Según el Art.7.3.1(MP-001)[42], se calcula con la Fórmula (46), para elementos con h/r mayor a 99, como es el caso.

$$P_n = 0.80 \cdot [0.8 \cdot f'm \cdot (A_n - A_s) + A_s \cdot f_y] \left[1 - \left(\frac{70 \cdot h}{r} \right)^2 \right] \quad (46)$$

Donde:

P_n Carga Axial

$f'm$ Resistencia a compresión

A_n Area neta transversal de la mampostería

A_s Area del acero de refuerzo

f_y Fluencia del acero

h Altura

r radio de giro $r = \sqrt{\frac{I}{A_n}}$

Pn	9.95	Tn
$\phi \cdot Pn$	6.47	Tn

La sollicitación es 1.54 Tn, es decir verifica.

$\phi=0.65$, en la normativa RNC, no hay factor de reducción, pero se toma el valor de otras normativas.(DGRS)[45]

Resistencia nominal al corte

La resistencia al corte se calcula según el Art. 7.3.2 (MP-001)[42], con las siguientes expresiones:

$$V_n = V_m + V_s \quad (47)$$

$$V_n \leq 0.5 \cdot A_n \cdot \sqrt{f'm} \text{ cuando } \frac{M}{V \cdot d_v} \leq 0.25 \quad (48)$$

$$V_n \leq 0.3 \cdot A_n \cdot \sqrt{f'm} \text{ cuando } \frac{M}{V \cdot d_v} \geq 1.00 \quad (49)$$

Donde:

V_n Resistencia nominal al cortante

V_m Resistencia al cortante provisto por la mampostería

V_s Resistencia al cortante provista por el acero de refuerzo longitudinal

A_n Área neta transversal de la mampostería

$f'm$ Resistencia a compresión

M Momento máximo de la sección

V Esfuerzo cortante de la sección transversal

d_v Altura de la mampostería en la dirección del cortante

Según el art. 7.3.3 (MP-001)[42], se utiliza para la determinación del cortante de la contribución de la mampostería la fórmula (50).

$$V_m = 0.5 \cdot v_m \cdot A_n + 0.3 \cdot P \leq 1.5 \cdot v_m \cdot A_n \quad (50)$$

Donde:

V_m Resistencia a cortante provista por la mampostería

v_m Resistencia a compresión diagonal de la mampostería

A_n Anea neta

P Carga Axial

Datos:

Resistencia nominal a cortante		
--------------------------------	--	--

M	3.62	Tn·m
V	2.46	tn
d_v	2.9	m
v_m	4.23	kg/cm ²
P	1.33	Tn

$0.5 \cdot v_m \cdot A_n + 0.3 \cdot P$	4.733	Tn
$1.5 \cdot v_m \cdot A_n$	13	Tn

Vn	4.733	Tn	≤	1.2506	Tn
$\phi \cdot V_n$	1.00	Tn			

La sollicitación es de 2.46 Tn, es decir no verifica en corte.

Resistencia a Flexo tracción

El diagrama de interacción del muro se muestra en la Figura 6-6, y las solicitaciones se muestran Figura 6-3, la sección verifica con estas solicitaciones.

P-M Interaction Diagram

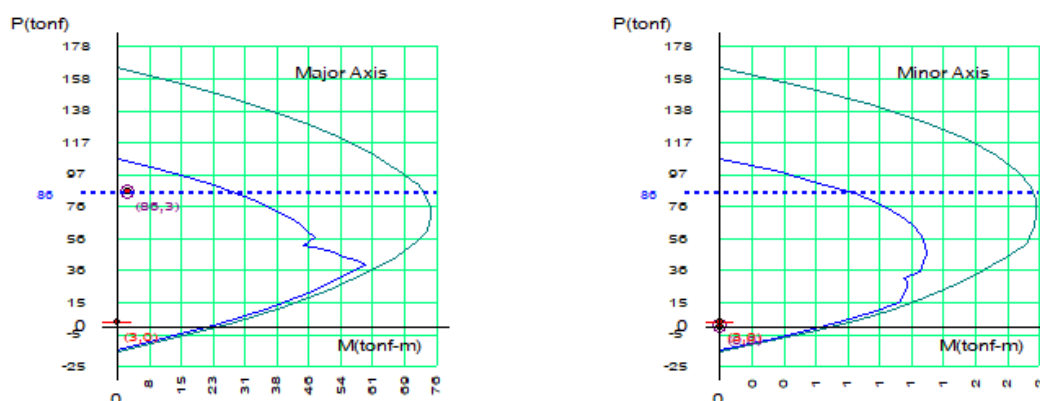


Figura 6-6 Diagrama de interacción muro crítico

Fuente: Elaboración Propia (Midas)

6.3 ANÁLISIS MODAL ESPECTRAL

Periodo de la estructura

Los valores del periodo de la estructura son calculados por MIDAS, y se muestran en el Anexo 6, con la utilización de elementos finitos tipo, barras, para vigas y columnas y elementos tipo placa para la mampostería. Los valores del periodo de los modos más significativos se muestran en la Tabla 6-4 y gráficamente en la Figura 6-7. El porcentaje de participación modal se muestra en la Figura 6-8, de los componentes de los ejes X y Y, y el giro respecto a Z, alcanzando un valor de 99.39%, 99.73% y 99.63%, respectivamente en el modo 20.

Modo N°	T
	(s)
1	0.079
7	0.037

Tabla 6-4 Periodos fundamentales de la estructura

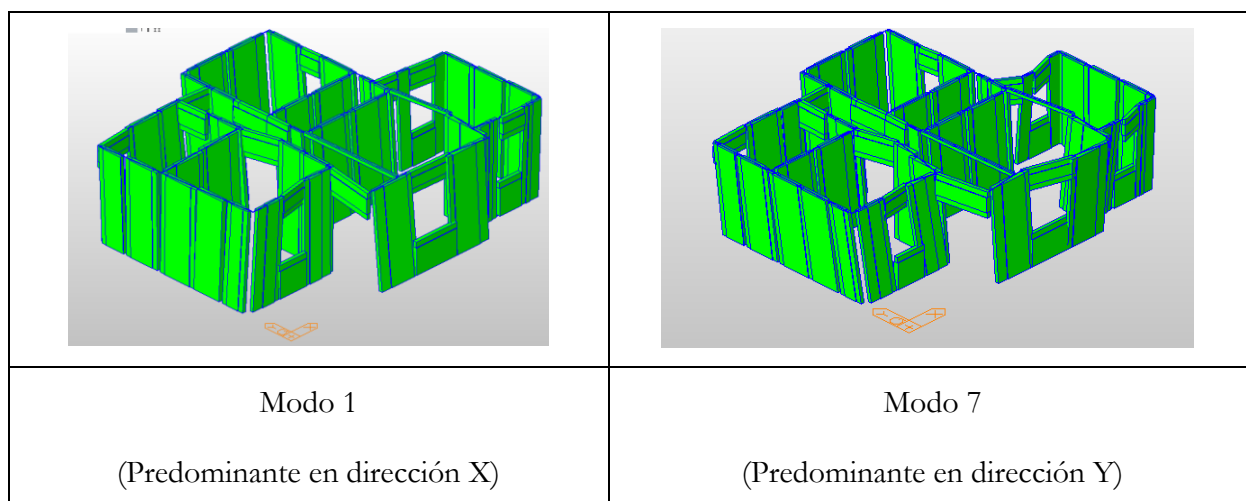


Figura 6-7 Modos de vibración de la estructura

Fuente: Elaboración Propia (Midas)

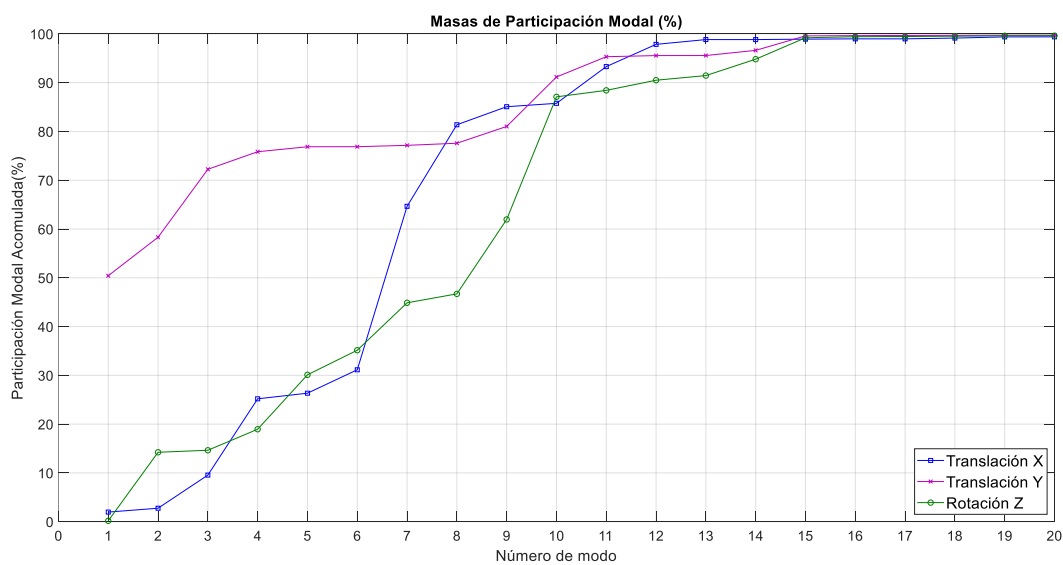


Figura 6-8 Porcentaje de masas en participación Modal (%)

Fuente: Elaboración Propia

El valor de cortante basal, con la combinación CSQ en el caso del método de análisis espectral es menor al 80%, de análisis lineal (46.5%), es decir que las fuerzas deberían ser aumentadas al 80% del valor del método de diseño basado en fuerzas, como se muestra en la Tabla 6-5.

CORTANTE BASAL %		
Método	DIRECCIÓN	
	X	Y
Espectro	14.43%	14.84%

Tabla 6-5 Cortante basal

6.4 ROTULAS PLÁSTICAS

Las rotulas en la estructura se definieron usando el método de columna ancha, de cada uno de los muros introduciendo rotulas a corte en la dirección en el plano de los elementos, obteniendo las curvas de capacidad (Figura 6-9), que corresponden a la numeración mostrada en la Figura 6-10.

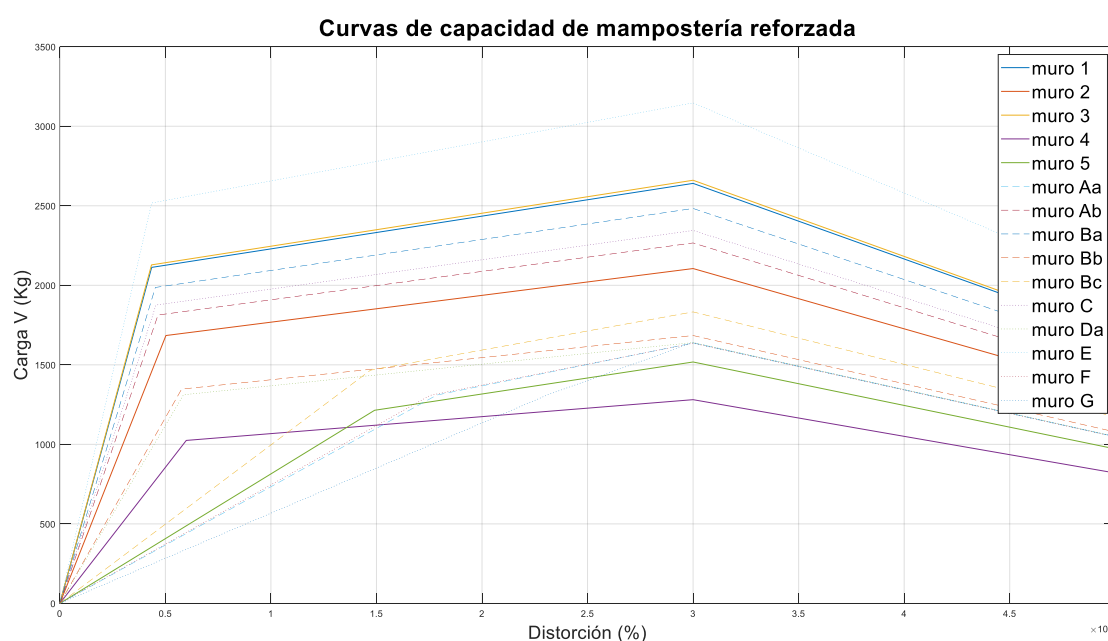
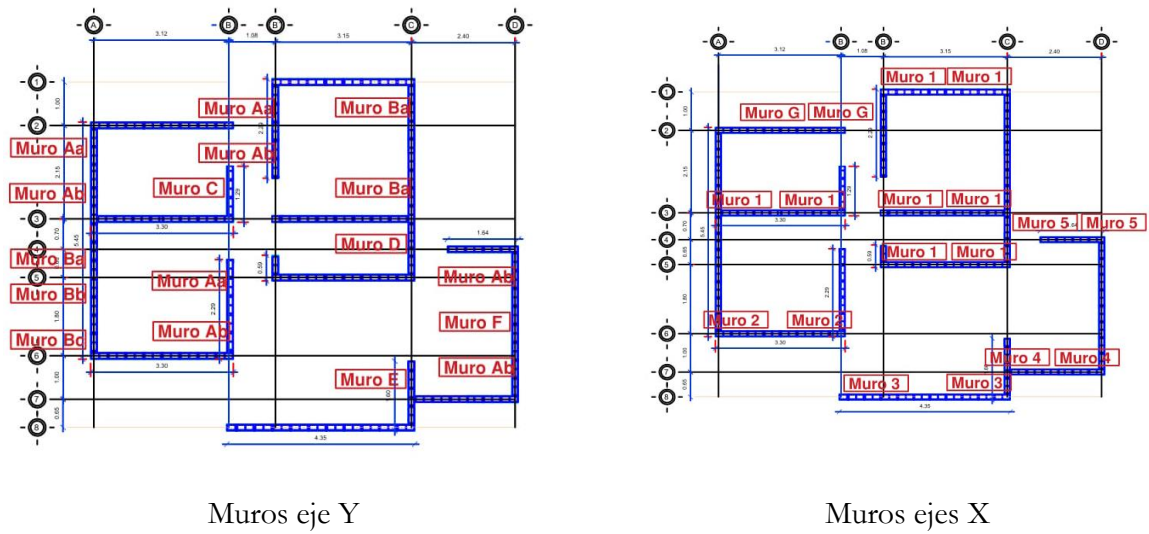


Figura 6-9 Curvas de capacidad mampostería reforzada

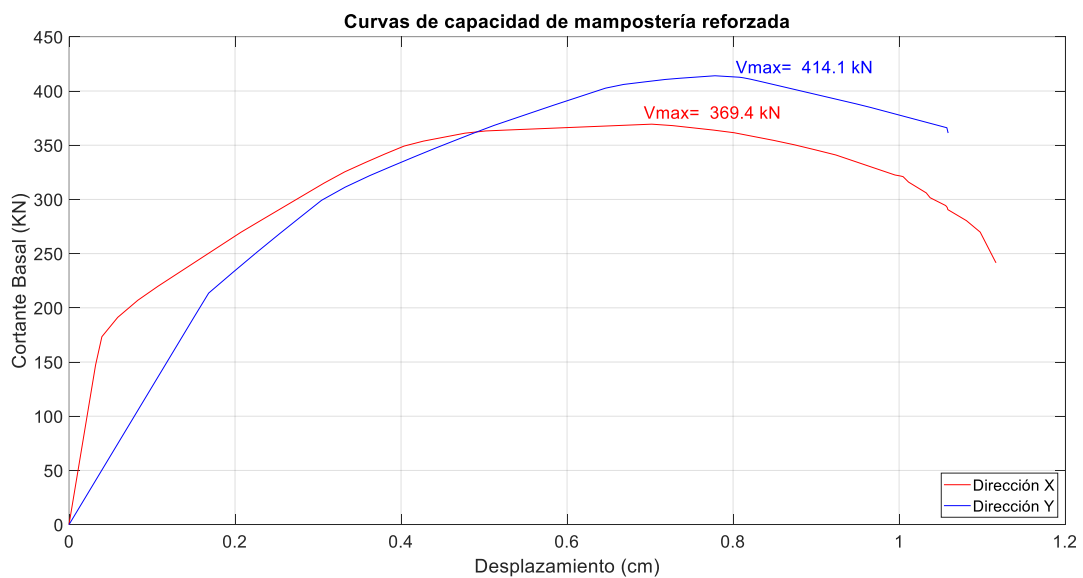
Fuente: Elaboración Propia

**Figura 6-10 Muros de la estructura**

Fuente: Modificado de Planos estructurales

6.5 ANÁLISIS PUSHOVER

La curva de capacidad en cada dirección ortogonal de la estructura se muestra en la Figura 6-11, obteniendo una carga máxima de 369.4 kN y 414.1 kN para X y Y respectivamente.

**Figura 6-11 Curvas de capacidad de mampostería reforzada**

Fuente: Elaboración Propia

6.5.1 Análisis en la dirección X

En el análisis en la dirección X, se obtuvo la siguiente curva de desempeño (Figura 6-12), en el cual se obtuvieron los puntos de desempeño, con una ductilidad de 2.28, estos valores se muestran en la Tabla 6-6.

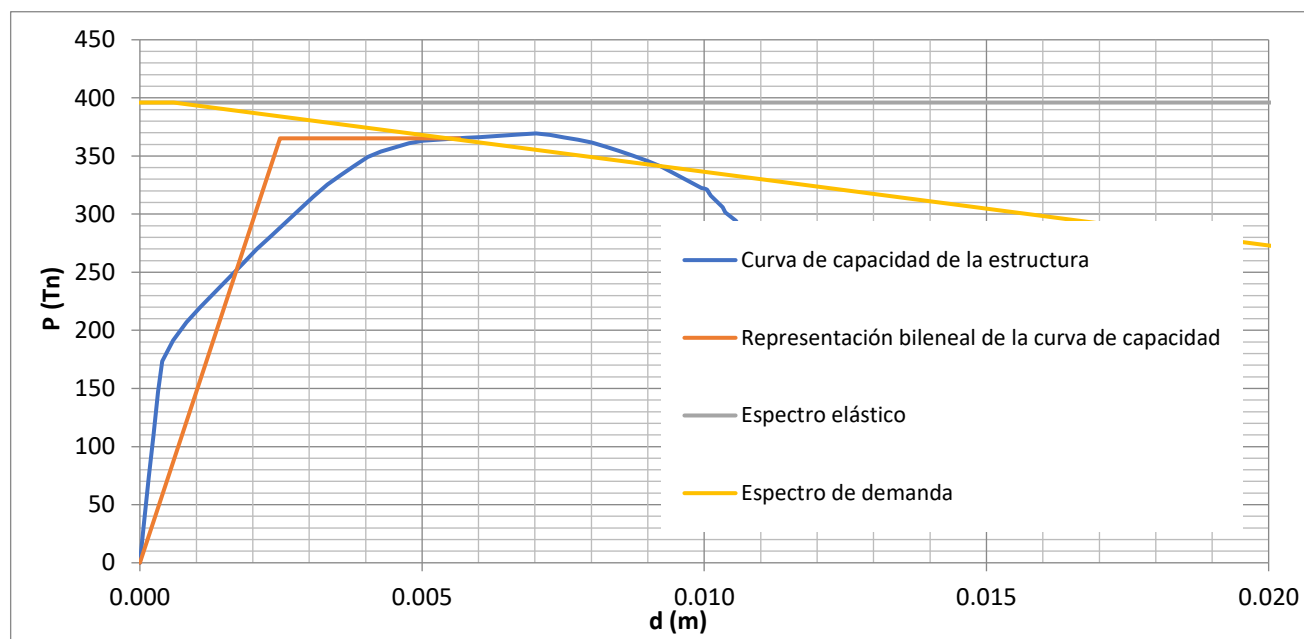


Figura 6-12 Curva de desempeño Dirección X

Fuente: Elaboración Propia

Punto de desempeño	
dm=	0.0057
Fy*=	365.2
Em=	1.6
dy*=	0.002
mu=	2.28
Target_disp=	0.0057
Force=	365.198

Tabla 6-6 Valores de Curva de desempeño Dirección X

El proceso de formación de rotulas se muestra en 3 pasos en la Figura 6-13, en los cuales se observan la secuencia de desempeño de estas.

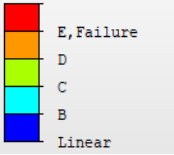
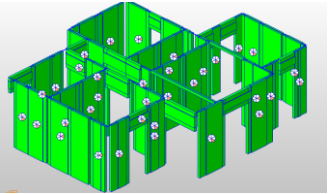
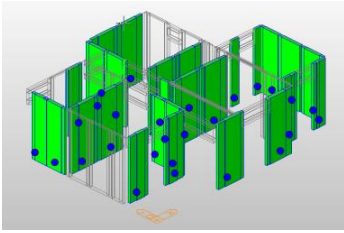
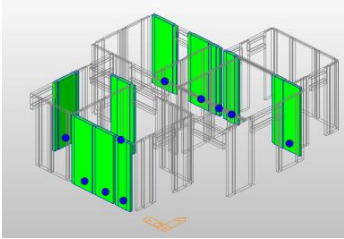
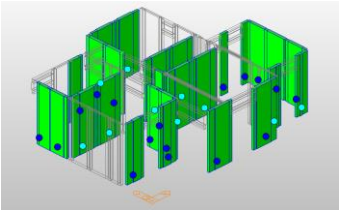
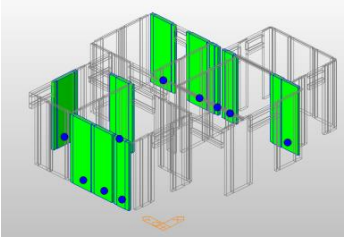
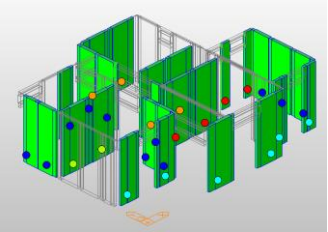
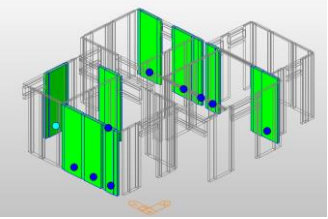
<p>YIELD STATUS (FEMA)</p>  	 	 
Estructura sin rotulas	Formación de rotulas 1	Formación de rotulas 2
 		
Formación de rotulas 3		

Figura 6-13 Formación de rotulas Dirección X

Fuente: Elaboración Propia (Midas)

6.5.2 Análisis en la dirección Y

En el análisis en la dirección Y, se obtuvo la siguiente curva de desempeño (Figura 6-14), en el cual se obtuvieron los puntos de desempeño con una ductilidad de 2.03. Estos valores se muestran en la Tabla 6-7.

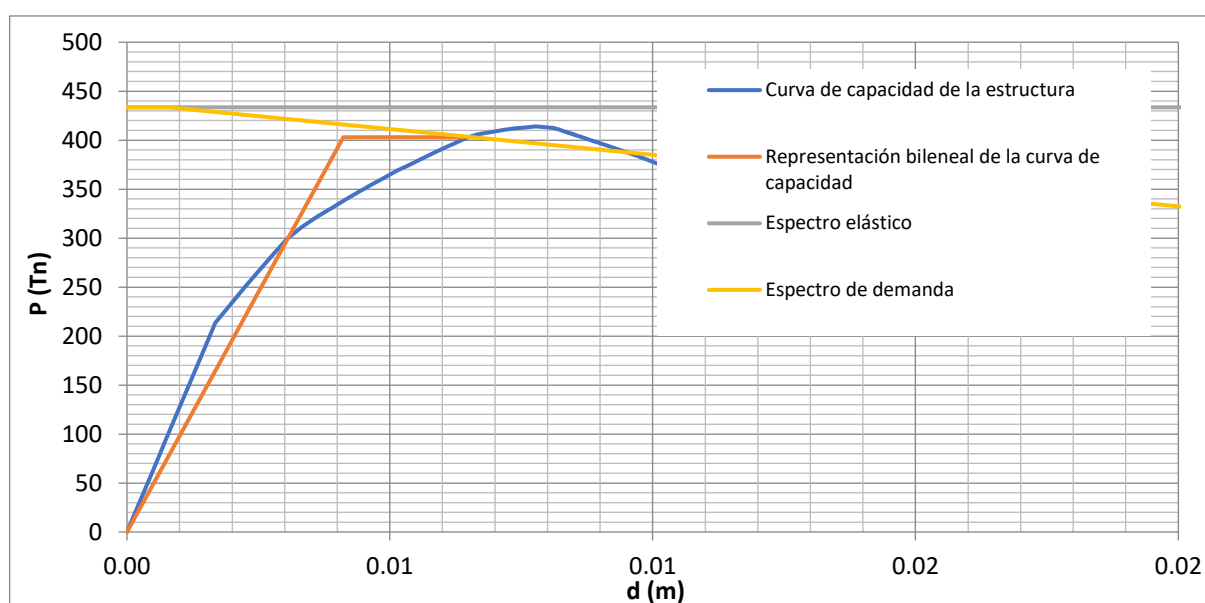


Figura 6-14 Curva de desempeño Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia

Punto de desempeño	
dm=	0.0062
Fy*=	396.0
Em=	1.6
dy*=	0.004
mu=	1.51
Target_disp=	0.0062
Force=	396.020

Tabla 6-7 Valores de Curva de desempeño Dirección Y

El proceso de formación de rotulas se muestra en 4 pasos en la Figura 6-15, en los cuales se observa la secuencia de desempeño de estas.

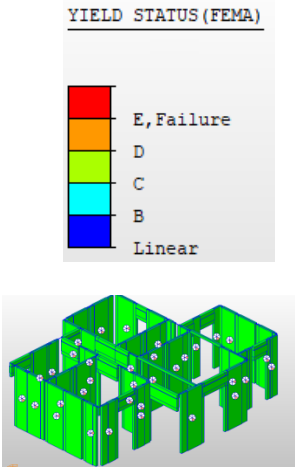
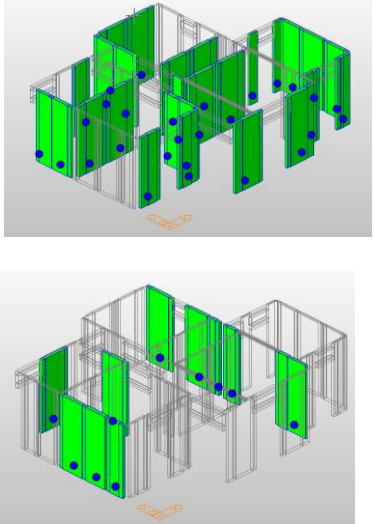
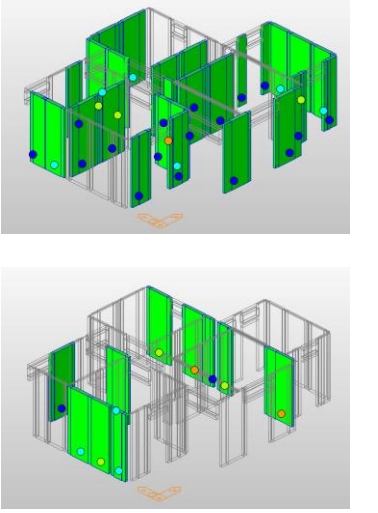
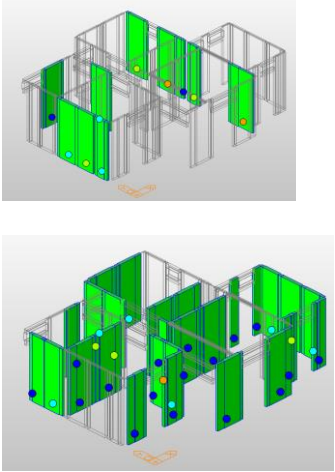
 <p>YIELD STATUS (FEMA)</p> <ul style="list-style-type: none"> E, Failure D C B Linear 		
Estructura sin rotulas	Formación de rotulas 1	Formación de rotulas 2
		
Formación de rotulas 3		

Figura 6-15 Formación de rotulas Dirección Y

Fuente: Elaboración Propia (Midas)

6.5.3 Curvas de fragilidad y Distribución de daño

Las curvas de fragilidad, se determinó por el método simplificado del (HAZUS 99-SR2)[44], para cada dirección, y la distribución de daño según el desplazamiento del punto de desempeño, de las curvas de desempeño, se muestran en la Figura 6-16 y Figura 6-17, para las direcciones X y Y, respectivamente.

El daño esperado en la dirección X catalogado como moderado es de 31% , de severo es 38%, y la probabilidad próxima del colapso es del 20%.

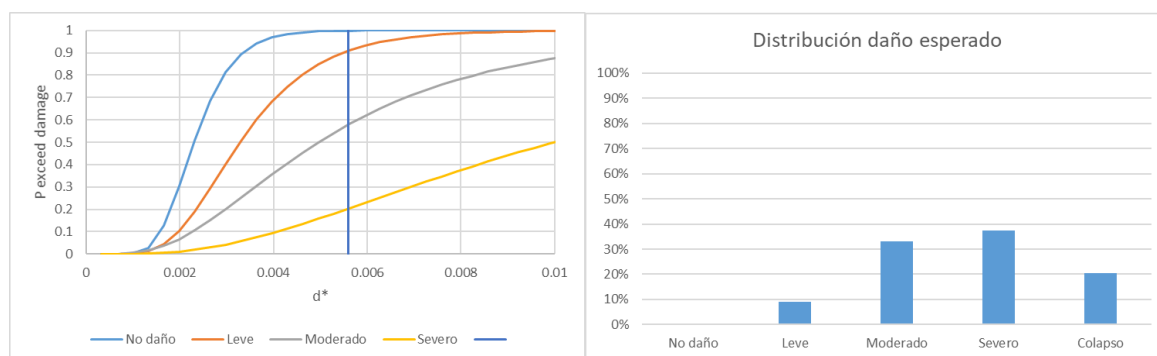


Figura 6-16 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección X)

El daño esperado en la dirección Y de moderado a severo es de 30% y 39%, respectivamente, y la probabilidad próxima del colapso es del 24%.

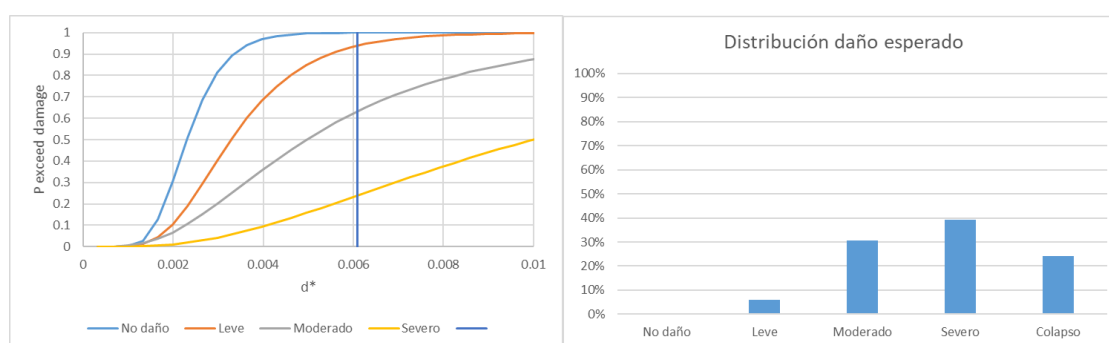


Figura 6-17 Curvas de fragilidad y distribución de daño esperado (Dirección Y)

6.6 ANÁLISIS PASO A PASO

En este análisis se realizó con los registros, presentados en el Capítulo 3, en las direcciones X, y Y, y vertical, en las siguientes etapas de carga:

- Aplicación de Carga muerta, y Carga viva accidental
- Análisis de integración directa con análisis no lineal, del registro de la Figura 3-5.
- Análisis de integración directa con análisis no lineal, del registro de la Figura 3-6.

En los resultados, se observa que las rotulas, se presentaron en el régimen lineal.

7. ANÁLISIS FUERA DEL PLANO

7.1 CASO MAMPOSTERÍA CONFINADA

La resistencia a tensión por flexión del panel de mampostería es despreciada, y se ha demostrado que la interacción entre el panel y los elementos de confinamiento (columnas y vigas), causa la formación de fuerzas puntuales de compresión por el efecto de arco que se induce por el contacto entre estos elementos. Estas fuerzas son las que se usan para determinar la resistencia fuera del plano para este tipo de paredes. Los componentes más significativos para esta resistencia según los diferentes estudios experimentales son: las condiciones de soporte de la pared, relación longitud/altura, relación espesor/altura, la rigidez de los elementos de confinamiento, la carga axial actuante, aberturas en el panel, y el tipo de bloque utilizado. (Moreno-Herrera, J. et al.)[46].

El sistema constructivo modifica este efecto, ya que, si se construye primero los elementos circundantes y posteriormente el muro, el efecto puntal es retardado por el espacio entre ellos, en comparación al sistema en el cual se construye primero el muro y luego las columnas y vigas.

Los modelos analíticos se muestran en la Figura 7-1, respectivamente hacen referencia a: (a) modelo de (Paulay, T.; Priestley, M.J.)[47], (b) método de (Griffith, M.C. et al.)[48], (c) Normativa (DIN EN 1996-1-1)[49], (d) Normativa (KTA 2201)[50], los cuales son usados usualmente en aplicaciones prácticas para determinar la resistencia fuera del plano. (Lönhoff, M. et al.)[51]

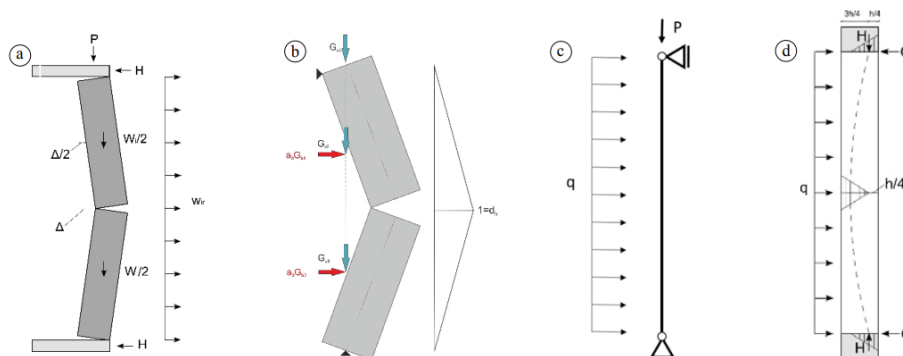
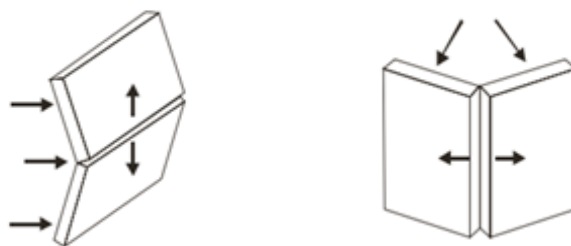


Figura 7-1 Modelos analíticos de mecanismos fuera del plano

Fuente: (Lönhoff, M. et al.)[51]

7.1.1 Flexo-compresión fuera del plano

En el análisis fuera del plano en el rango lineal, se verifico la resistencia considerando aquella por flexión perpendicular y paralela a la junta del asiento (Figura 7-2).



a) Tracción por flexión perpendicular a la junta de asiento b) Tracción por flexión paralela a la junta de asiento.

Figura 7-2 Flexo-compresión fuera del plano

Fuente:(MP-001)[42]

En la resistencia fuera del plano se analiza el muro con su diagrama en la Figura 7-3, siendo el más largo de la estructura, con una carga distribuida w , en el plano.

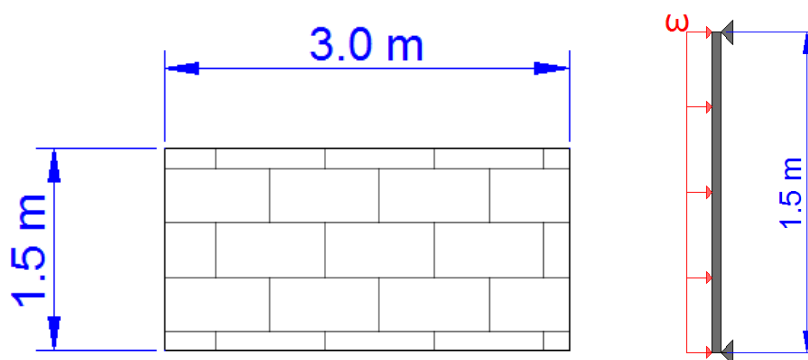


Figura 7-3 Diagrama del muro

Fuente: Elaboración propia

Los datos utilizados se muestran en la Tabla 7-1.

DATOS	
t	15.00 cm
b	300.00 cm
h	150.00 cm
V actuante	7.59 Tn
g	9.81 m/s ²
I	28125000 mm ⁴
fr·0.8	0.48 Mpa
b análisis	10.00 cm
Peso unitario	0.21 Tn/m ²

Tabla 7-1 Datos del muro

Flexión perpendicular a la junta de asiento

La tracción por flexión perpendicular a la junta de asiento, se determinó con la fórmula (51). Se consideró una aceleración de 0.465g en la dirección horizontal, y 0.4g en la dirección vertical. Ante tales condiciones verifica (Tabla 7-2)

$$\sigma = \frac{M \cdot \frac{t}{2}}{I} + \sigma_v \leq 0.8 \cdot f_r \quad (51)$$

	a (g)	0.465 g
	a (m/s ²)	4.56 m/s ²
	ω	0.94 kN/m ²
	M	0.26 kN·m
	$\frac{M * t/2}{I}$	0.0689 Mpa
Si	Esfuerzo vertical	0.4 g

vertical·H	5.75 kN/m ²
	0.0057 Mpa
vertical	0.0086 Mpa
Solicitación	0.0775 Mpa
fr·0.8	0.4800 Mpa
	Ok

Tabla 7-2 Flexión perpendicular a la junta de asiento

Flexión paralela a la junta de asiento

El cálculo de flexión paralela a la junta se determinó mediante la fórmula (52), los valores calculados se muestran en la Tabla 7-3, la sección no verifica.

$$\sigma = \frac{M \cdot \frac{h}{2}}{I} \leq 0.6 \cdot f_r \quad (52)$$

a (g)	0.465 g
M	1.07 kN·m
σ_h	0.286 Mpa
fr·0.6	0.18 Mpa
	Falla

Tabla 7-3 Flexión paralela a la junta de asiento

La aceleración máxima, con esta resistencia, es de 0.292 (g). (Tabla 7-4)

M	2.3g kN·m
fr·0.6	0.18 Mpa
σ_h	0.62 Mpa
a max	0.292 g

Tabla 7-4 Aceleración máxima por Flexión paralela a junta de asiento

Análisis de paño de mampostería mediante el método de trabajo virtual (Líneas de fluencia)

Este método se basa en el equilibrio del trabajo interno realizado en las rotulas plásticas con el trabajo externo que efectúan las cargas al someter el mecanismo predefinido de falla a un desplazamiento virtual, esta descrito este procedimiento en (Nilson, A.N.)[52]. El trabajo interno se obtiene con los momentos resistentes y las rotaciones de los segmentos, y los trabajos externos se determina a su vez, en función de las cargas que actúan en los segmentos y los desplazamientos que producen.

En (Varela-Rivera, J.L. et al.)[53], se ensayaron diferentes muros considerando en unos de ellos, el método de la línea de fluencia, teniendo un valor promedio de 1.03, entre el valor experimental y analítico, con un coeficiente de variación de 0.22.

Es un método de límite superior, en el sentido que la carga real de colapso nunca será mayor, pero si puede ser menor, dependiendo esencialmente de cómo se establezca el patrón de falla y encontrar los parámetros geométricos que definen la ubicación y orientación exacta de las líneas de falla. De esta forma se llega a obtener la relación entre la carga aplicada y los momentos resistentes.

Se considera que la losa esta simplemente apoyada en los cuatro lados y soporta una carga última, uniformemente distribuida de w kg/m². Las líneas de fluencia y la geometría del muro se muestra en la Figura 7-4.

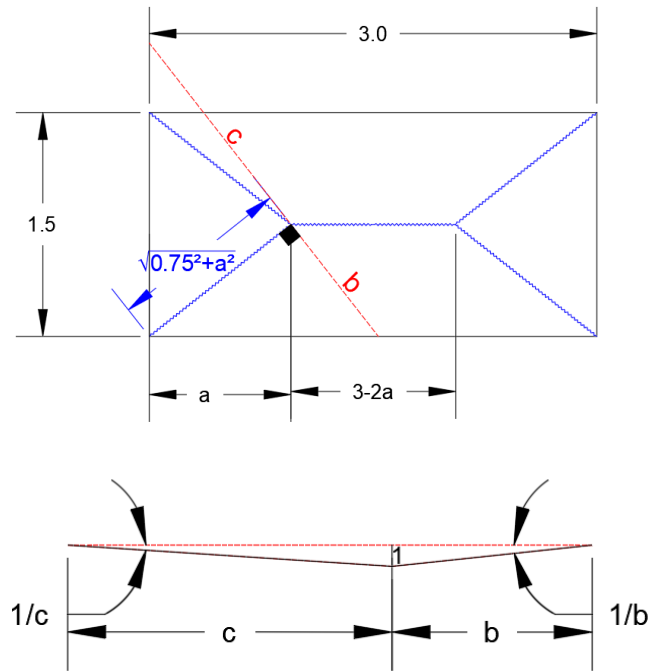


Figura 7-4 Líneas de fluencia

Línea de influencia diagonal:

$$d = \sqrt{0.75^2 + a^2} \quad (53)$$

Por semejanzas de triángulos:

$$b = 0.75 \cdot \frac{\sqrt{0.75^2 + a^2}}{a} \quad c = a \cdot \frac{\sqrt{0.75^2 + a^2}}{0.75} \quad (54)$$

La rotación de la rótula plástica de la línea de fluencia diagonal correspondiente a una deflexión unitaria en el centro de la pared es:

$$\theta_1 = \frac{1}{b} + \frac{1}{c} = \frac{1}{\sqrt{0.75^2 + a^2}} \cdot \left(\frac{a}{0.75} + \frac{0.75}{a} \right) \quad (55)$$

La rotación de la línea de fluencia paralela a los lados largo de la pared es:

$$\theta_2 = \frac{1}{0.75} + \frac{1}{0.75} = \frac{8}{3} \quad (56)$$

El trabajo interno realizado el incremento en deflexión es:

$$W_i = m \cdot l \cdot \theta \quad (57)$$

Donde: m es el momento resistente constante a lo largo de la línea de fluencia, y a lo largo de la longitud l, y la rotación θ .

$$W_i = (m \cdot d \cdot \theta_1 \cdot 4) + (m \cdot (3 - 2 \cdot a) \cdot \frac{8}{3}) \quad (58)$$

El trabajo externo realizado es para:

- Para carga distribuida w por unidad de área actúa sobre un segmento triangular definido por una rótula lineal y por líneas de fluencia, se muestra en Figura 7-5, se utiliza la fórmula (59).

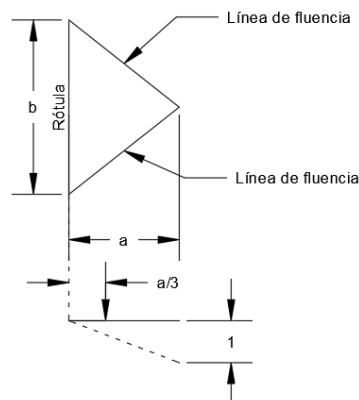


Figura 7-5 Líneas de fluencia segmento triangular (Trabajo externo)

$$W_e = \frac{w \cdot a \cdot b}{2} \cdot \frac{1}{3} \quad (59)$$

- Para un segmento rectangular, que sostiene una carga distribuida w por unidad de área, el trabajo externo (Figura 7-6) se utiliza la fórmula (60).

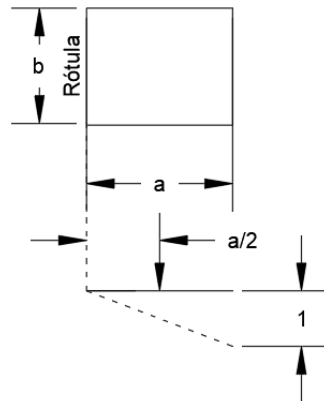


Figura 7-6 Líneas de fluencia segmento rectangular (Trabajo externo)

$$W_e = \frac{w \cdot a \cdot b}{2} \quad (60)$$

El trabajo externo realizado para la misma deflexión es:

$$\begin{aligned} W_e &= \left(1.5 \cdot a \cdot \frac{1}{2} \cdot w \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \right) \\ &+ \left((3 - 2 \cdot a) \cdot 0.75 \cdot w \cdot \frac{1}{2} \cdot 2 \right) \\ &+ (2 \cdot a \cdot 0.75 \cdot \frac{1}{2} \cdot w \cdot \frac{1}{3} \cdot 2) \end{aligned} \quad (61)$$

Igualando el trabajo externo e interno, y variando a , para encontrar el crítico, se obtuvieron los valores de la Tabla 7-5.

En $a=0.465$ momento resistente requerido es 15.18, y se obtiene un esfuerzo de 0.04 MPa, y la resistencia es de 0.18 MPa (Tabla 7-6).

a	d	θ_1	Wi	We	m
0.90	1.1715	1.7356	11.333 m	1.80 w	0.158824 w
0.95	1.2104	1.6988	11.158 m	1.78 w	0.159080 w
1.00	1.2500	1.6667	11.000 m	1.75 w	0.159091 w
1.1	1.3314	1.6138	10.727 m	1.70 w	0.158475 w

Peso de la pared	205.2	kg/m ²
Area	4.5	m ²

Peso	923.4	kg
a	0.465	

M resistente req	15.18	kg*m
------------------	-------	------

Tabla 7-5 Momento resistente (Iteraciones)

Esfuerzo requerido máximo según líneas de fluencia				
--	--	--	--	--

M	0.149	kN·m	15.18	kg·m
σ_h	0.040	MPa		
fr·0.6	0.18 Mpa			

Tabla 7-6 Esfuerzo requerido máximo

7.1.2 Análisis a fatiga

En esta parte, la estructura se comportó en el rango lineal, y se analizó a fatiga en el muro mostrado en la Figura 7-7, con una carga perpendicular al muro distribuida que produce un momento en función de la carga distribuida, y se muestran en la Tabla 7-7, los datos del muro. El muro de mampostería confinada no tiene armadura en los paños, por lo tanto, la rotura del paño sería frágil. En el caso de un número alto de terremotos, como en el caso de enjambres, podría producirse una acumulación de daño que desencadenaría en la rotura del muro fuera del plano.

A continuación, se analizará el daño por fatiga frente a una secuencia de terremotos asumidos que, consideramos que formarán parte de un enjambre.

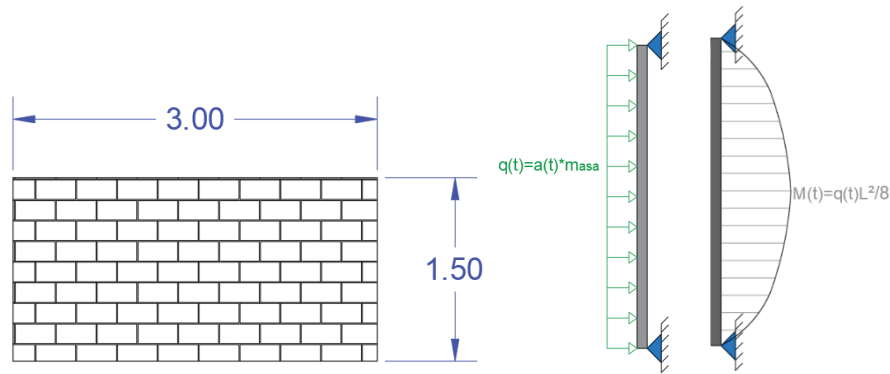


Figura 7-7 Esquema Muro

$$\sigma(t) = \frac{M}{I} \cdot \frac{h}{2} \quad (62)$$

$$I = \frac{b \cdot e^3}{12} \quad (63)$$

DATOS	
t	15.00 cm
b	300.00 cm
h	150.00 cm
g	9.81 m/s ²
I	28125000 mm ⁴
Peso unitario	0.21 Tn/m ²

Tabla 7-7 Datos del muro

Sismo original

Se consideró el sismo original (Figura 3-5) de una magnitud de 6.2, y se escala en magnitudes de 5.5, 5, 4.5 y 4, en los cuales se realizó con un factor de reducción, aplicando la ley de atenuación Donovan (citado en (Moncayo, T. et al.)[54]), es la Fórmula (64).

$$a_{H_1} = \frac{1080 \cdot e^{0.5 \cdot M_1}}{(R_2 + 25)^{1.32}} \quad a_{H_2} = \frac{1080 \cdot e^{0.5 \cdot M_2}}{(R_1 + 25)^{1.32}} \quad (64)$$

Donde:

R (km) Distancia entre en el punto de estudio al punto del epicentro del sismo

M Magnitud Richter del sismo

a Aceleración máxima

Considerando:

$$R_1 = R_2$$

Igualando:

$$\frac{a_{H_1}}{a_{H_2}} = \frac{e^{0.5 \cdot M_1}}{e^{0.5 \cdot M_2}} = e^{0.5 \cdot (M_1 - M_2)}$$

$$M_1 = 6.2$$

$$a_2 = fr \cdot a_1$$

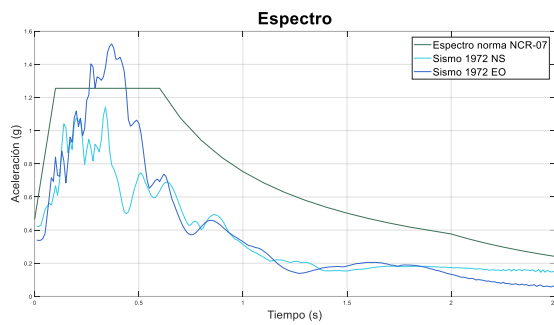
Los factores de reducción para las diferentes magnitudes, mencionadas anteriormente se muestran en la Tabla 7-8.

Magnitud	$\frac{a_1}{a_2}$	$fr \cdot a_1$	Aceleración (m/s ²)
6.2	1.00	$1.0000 \cdot a_1$	9.81
5.5	1.42	$0.7047 \cdot a_1$	6.91
5	1.82	$0.5488 \cdot a_1$	5.38
4.5	2.34	$0.4274 \cdot a_1$	4.19
4	3.00	$0.3329 \cdot a_1$	3.27

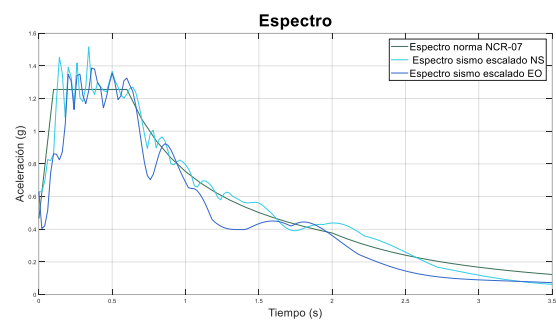
Tabla 7-8 Factor de reducción de Sismo original

Sismo híbrido (modificado)

Se modifica el registro existente (Figura 3-5) mediante la técnica “*spectral matching*”, para que su espectro de respuesta sea similar al espectro de diseño de la normativa (RNC-07)[2]. En la Figura 7-8, se muestra espectro del registro existente, y el espectro del registro modificado.



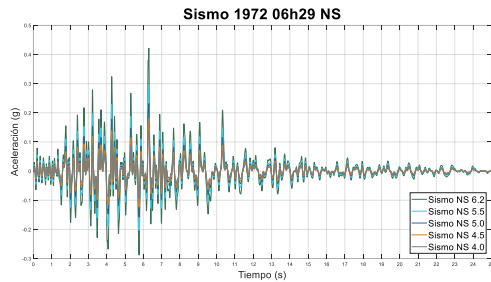
a) Espectro del registro existente



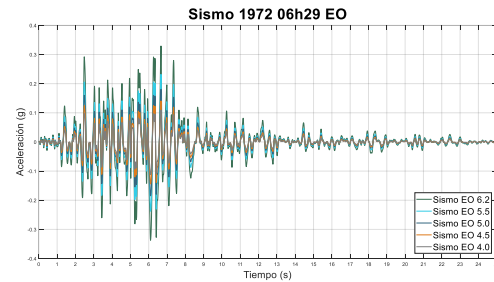
b) Espectro del registro modificado

Figura 7-8 Espectros de sismo original y modificado

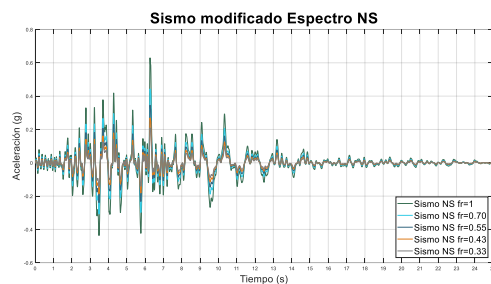
Los acelerogramas utilizados con los diferentes factores de reducción, se muestran en la Figura 7-9.



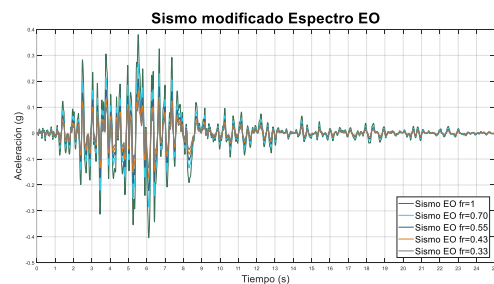
a) Sismo original NS



b) Sismo original EO



c) Sismo modificado NS



d) Sismo modificado EO

Figura 7-9 Acelerogramas

Sismo por escalamiento por método de Escalamiento Eurocódigo

El factor de escala se determina cumpliendo con el espectro medio para el 5% de amortiguamiento de la acelerogramas, deben cumplir con la siguiente condición según (Comité Técnico AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales)[55] :

En el rango entre $0.2 \cdot T_1$, y $2 \cdot T_1$, siendo T_1 el periodo fundamental de la estructura no debe ser inferior al 90% inferior al espectro elástico para el 5% de amortiguamiento suavizado al 90%. El factor de escala para el espectro de 1972, para que cumpla esta condición es 2, esto se muestra en la Figura 7-10.

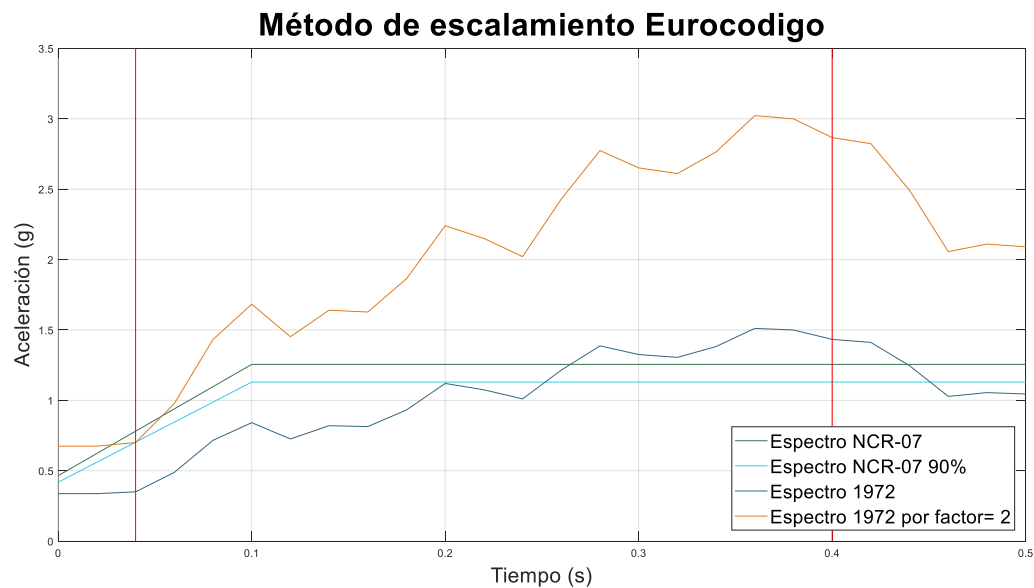


Figura 7-10 Método de escalamiento Eurocódigo

Determinación del daño por fatiga

Para la determinación del daño, se utilizó la ecuación (65) a (67) para carreras de cargas que involucran cargas de tracción-compresión del documento (ACHE GT1/7)[56].

$$\log N = 9 \cdot (1 - S_{cd,max}) \quad (65)$$

$$S_{cd,max} = \frac{\sigma_t}{f_{ct,fat}} \quad (66)$$

$$\text{Daño} = \sum_i^n \frac{nr_i}{N_i} \quad (67)$$

Siendo:

N , Número de carreras resistidas.

σ_t , Tensión de tracción.

$f_{ct,fat}$, Resistencia a tensión de tracción en fatiga

nr , Numero de repeticiones.

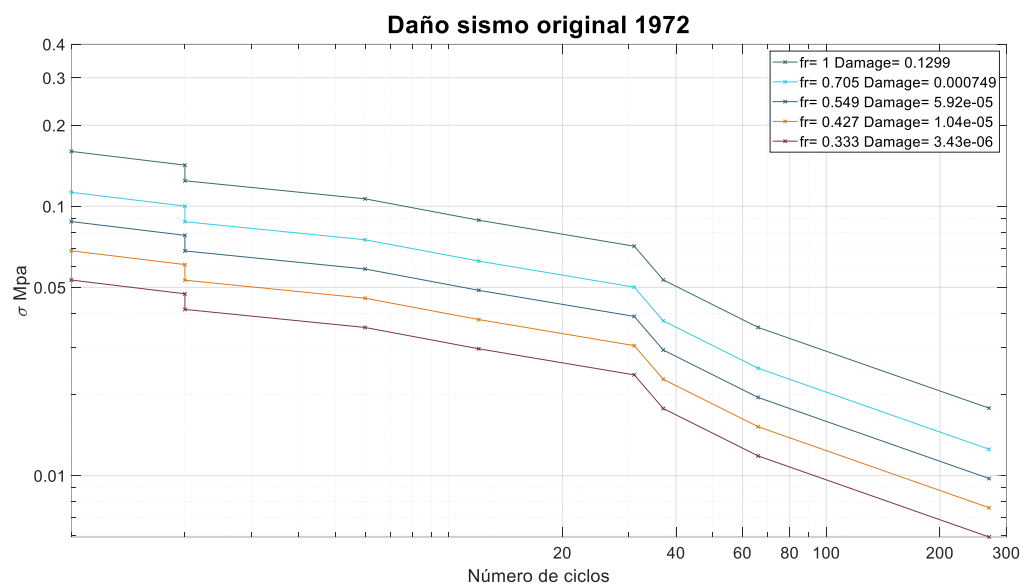
En la Tabla 7-9 se muestra el daño para diferentes acelerogramas descritos anteriormente, y diferentes factores de reducción, teniendo un fallo de la estructura para el caso del acelerograma escalado con el sismo híbrido y con método de escalamiento del Eurocódigo.

Fr	Original			Escalado según Espectro RNC-07		Escalado Eurocódigo		
	Magnitud	Daño	N	Daño	N	Magnitud	Daño	N
1.00	6.2	0.12	7	59.2>1	0	7.58	1.02E+07>1	0
0.7	5.5	7.37E-04	1356	0.04	25	6.86	208.38>1	0
0.55	5	5.85E-05	17081	8.93E-04	11120	6.38	0.744	1
0.43	4.5	1.03E-05	97181	5.31E-05	18843	5.89	0.01	100
0.33	4	3.41E-06	293091	8.00E-06	124987	5.36	3.90E-04	2565

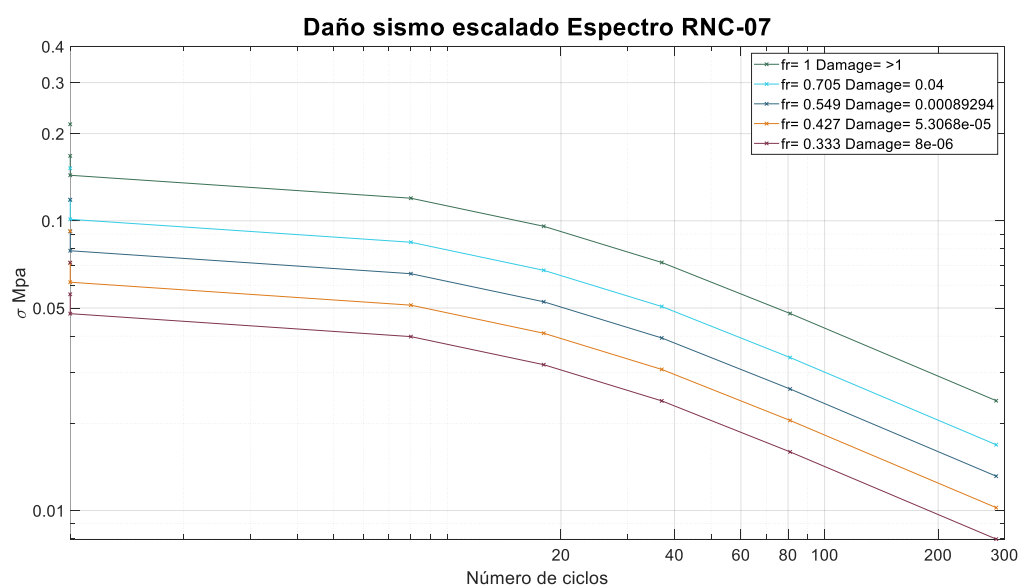
Tabla 7-9 Escenarios de daño por fatiga

En la Tabla 7-10, se muestra las carreras de carga a las que ha sido sometido la estructura para cada condición, para determinar el daño del elemento.

a) Sismo 1972



b) Sismo
híbrido de
sismo original y
espectro código
RNC-07



c) Sismo
escalado con
método de
Eurocódigo

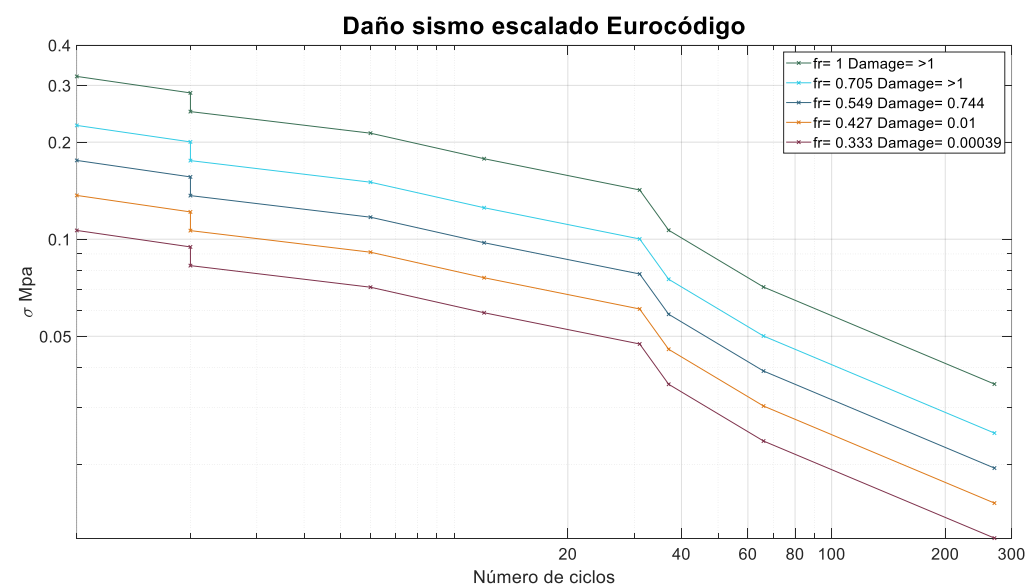


Tabla 7-10 Carreras de cargas

7.2 CASO MAMPOSTERÍA REFORZADA

Resistencia fuera del plano

La resistencia a flexión fuera del plano, se utilizó las fórmulas del Art. 9 (DGRS)[45].

$$A_e = L \cdot t_e \cdot F_e \quad (68)$$

$$\frac{K_p \cdot H}{t_b} \leq 28 \text{ entonces } F_e = 1 - \left(\frac{K_p \cdot H}{40 \cdot t_b} \right)^2 \quad (69)$$

$$a = \frac{\sum A_{sv} \cdot f_y}{0.85 \cdot f'_m \cdot L \cdot F_e} \quad (70)$$

$$M_n = 0.85 \cdot f'_m \cdot a \cdot L \cdot F_e \cdot \left(\frac{t_b}{2} - \frac{a}{2} \right) \quad (71)$$

Datos:

c	0.465	
w Peso lineal	139.5	kg/m2
h	2.5	m

Wu	64.8675	kg/m
Mu	50.6777	kg·m
A3/8	0.71	cm2
Espaciamiento	100	cm
Asv	0.71	cm2/m
tb	15	cm
kp	0.85	

Kp·H/Tb	14.1667	menor a 28
---------	---------	------------

Fe	0.99941	
a	0.83579	cm

Mn	14079.2	kg·cm
φ·Mn	119.673	kg·m

El valor de solicitación de 50.677 kg·m es menor a la capacidad del elemento, es decir verifica.

8. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

8.1 CONCLUSIONES GENERALES Y ESPECÍFICAS

De la investigación y estudios llevados a cabo sobre viviendas de interés social en el contexto de Managua, se han alcanzado las siguientes conclusiones:

- Los sistemas constructivos de mampostería confinada y reforzada de interés social, sometidas a un evento similar al ocurrido en 1972, tienen una probabilidad de no exceder el daño severo en 75% aproximadamente. Estos valores indicadores de riesgo sugieren que estas estructuras no llegarán a un nivel de daño total en caso de repetirse un terremoto como el de 1972.
- Al ser estructuras de una planta, y el tipo de cubierta ligera, la estructura no tiene un diafragma rígido, por lo cual, los desplazamientos entre los muros son relativos entre ellos y pueden presentar modos de fallas locales. Se recomienda utilizar un sistema de techo en el cual se permita dar soporte lateral a los muros, y favorezca la distribución de las fuerzas entre los mismos. Entre los sistemas posibles, se encuentra el uso de diafragmas de hormigón, el cual puede aumentar la masa de la estructura, que actualmente es considerablemente baja. O bien, una mejora del sistema de techo ligero actual que elementos de rigidización del plano. Además, debido a la configuración estructural propia de este tipo de estructuras rígidas, se debe pensar en la utilización preferencial de métodos de análisis no lineal dinámico que refleje adecuadamente el comportamiento dinámico, en comparación con el método de análisis no lineal estático, el cual puede ser una estrategia adecuada para evaluar la capacidad de estas estructuras, siempre que se considere criterios especiales relacionados con la distribución de fuerzas.
- En el caso de las estructuras de mampostería confinada y reforzada se recomienda dotar de ductilidad con la suficiente armadura horizontal en los paños. Una vez se alcanza el límite elástico en estos elementos, es éste el parámetro que, según las investigaciones, permite desarrollar cierta ductilidad. De esta manera se ayuda a evitar una rotura frágil, típica del comportamiento del hormigón y los materiales de los que puedan estar fabricados los elementos de mampostería. En los casos de estudio la mampostería reforzada no cumple con la mínima cantidad de refuerzo según normativa tanto horizontal como vertical.
- Ya que las casas estudiadas en general presentan periodos cortos se recomienda utilizar en un futuro análisis de registros de alta frecuencia que hayan sido obtenidos en la zona o sintéticos, ya que podrían exhibir mayor respuesta ante tales registros.

- Evaluando el comportamiento de estructuras de la tipología de este estudio ante efectos de fatiga para los distintos escenarios planteados, se ha notado que, especialmente para el caso del sistema de mampostería confinada, la carencia de armadura horizontal puede llevar a una falla frágil de sus paños. Si bien bajo las sollicitaciones del sismo de 1972 los resultados no indican un posible daño por fatiga, para los casos en los que los registros han sido escalados para ser compatibles con los espectros de diseño de la norma local y el Eurocódigo el daño si es evidente. Es necesario considerar además la falla a la que llevaría la aplicación consecutiva de terremotos de distintas magnitudes, propia de los enjambres sísmicos que se desarrollan en la zona de estudio.
- Los modelos evaluados usan las propiedades mecánicas mínimas especificados en normas de los materiales constitutivos de las estructuras. Este es un factor importante a considerar ya que suponen buenas prácticas constructivas en el país y da por hecho la aplicación del código actual sin que esto refleje necesariamente la realidad, alterando la respuesta y alejando a los modelos matemáticos de las condiciones reales. Esto no suele ser siempre así debido a la deficiencia o inexistencia de un control de calidad adecuado durante la construcción, además de una usual carencia de prácticas beneficiosas de detallamiento post-construcción como lo son la generación de planos “As-Built”.
- Se ha demostrado que puede haber riesgo de colapso fuera del plano por enjambres sísmicos de magnitud cercana o igual a 5, en el caso de mampostería confinada, lo cual refleja la importancia del estudio hacia los efectos de los enjambres, y posibles escenarios.

8.2 RECOMENDACIONES DE FUTUROS TRABAJOS

- Durante la realización de este trabajo se reconocieron una serie de imprevistos. Aunque no tuvieron repercusiones en la finalización de este, se puede establecer que uno de los más importantes está relacionado como la disponibilidad de registros sísmicos de la zona de estudio. Al concluirse que las estructuras podrían someterse a un nivel de daño considerable debido a las fallas por fatiga ante la existencia de enjambres sísmicos, es prudente reconocer y recomendar que pongan a disposición de la comunidad de profesionales locales y de investigación, registros completos que ayuden a efectuar estudios como el que se realizó en este trabajo, que permita a futuro realizar análisis dinámicos usando amenazas consistentes con la zona con miras a mejorar o actualizar los requisitos de norma, el cual es el propósito de ciertas entidades locales.

- Se recomienda estudios orientados al desarrollo y validación de modelos de acumulación de daño de las estructuras de mampostería confinada sometidas a esfuerzos de compresiones y tensiones.
- Realizar estudios sobre los sistemas de interés social innovadores en Nicaragua, como el sistema de pretensado y monolítico, con el objetivo de evaluar analítica y experimentalmente su funcionamiento para definir criterios de diseño adecuados y de fácil aplicación por parte de los profesionales, y los parámetros necesarios para evaluarlos.
- Es deseable realizar un estudio sobre la incidencia social y económica de los daños después de sismos potenciales, y la capacidad de resiliencia del país.

9. BIBLIOGRAFÍA

- [1] Meli, Roberto & Bazán, E. DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOS; 1999.
- [2] RNC-07 Reglamento Nacional de Contrucción; Ministerio de Transporte e Infraestructura (MTI): Managua, 2007, 1–156.
- [3] Mallin, J. THE GREAT MANAGUA EARTHQUAKE. n.d., <http://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/managua72/mallin/great01.html> [Jan 22 2018].
- [4] Segura, F. Sismicidad de Nicaragua, 1992-2007. 2007, 1–5.
- [5] Villaverde, R. Fundamental Concepts of Earthquake Engineering; CRC Press, Ed.; 2009.
- [6] Alvares, J.J.; Alcocer, S.M. Estudio analítico comportamiento mampostería confinada; 2001.
- [7] Díaz-Infante, C. “Estadísticas de Propiedades Estructurales de Conjuntos Habitacionales de Interés Social” UNAM: 1193.
- [8] Lindeburg, M.; Baradar, M. Seismic Design of Building Structure; 2001.
- [9] ASCE Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures; American Society of Civil Engineers: Reston, VA, 2010.
- [10] Bairan, J. et al. “Evaluación y diseño sísmico de estructuras basado en desempeño”; 2do Congreso Nicaragüense de Ingeniería Sísmica: 2017.
- [11] FEMA 450 2003 NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures and Accompanying Commentary and Maps; 2004.
- [12] Hart, T.; Schacher, T. Construction Guidelines for Low-Rise Confined Masonry Buildings; Earthquake Engineering Research Institute: Oakland, California, 2015.
- [13] Zúñiga Cuevas, O.; Terán Gilmore, A. Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. Revista de Ingeniería Sísmica 2008, 48(79), 25–48 10.5944/educxx1.17.1.10708.
- [14] American Concrete Institute Guide to Simplified Design for Reinforced Concrete Buildings. 2011, 136.
- [15] FEMA 440 Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures. Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. 2005, (June).
- [16] Chopra, A.K. Dinámica de Estructuras; 2014.

- [17] FEMA P 750 NEHRP Recommended Seismic Provisions; 2009.
- [18] Deierlein, G.G. et al. Nonlinear Structural Analysis For Seismic Design: A Guide for Practicing Engineers; 2010, 36.
- [19] Flores, L.; Alcocer, S. Estudio Analítico de Estructuras de Mampostería confinada; Centro Nacional de Prevención de Desastres: México D.F, 2001, 1–109.
- [20] Negrete, M. Evaluación de las capacidades y demandas de deformación lateral de estructuras de mampostería en zonas sísmicas Universidad Michoacana de San Nicolás de Hidalgo: 2006.
- [21] Priestley, M.J.N. Performance based seismic design. 12th WCEE 2000, 1(1), 1–22
10.1016/j.engstruct.2003.08.003.
- [22] Priestley, M.J.N. et al. Seismic Design and Retrofit of Bridges; 1996.
- [23] Alvarez, J.; Alcocer, S. Influencia del refuerzo horizontal y de la relación de aspecto en muros de mampostería confinada; Memorias del IX Congreso Nacional de Ingeniería Estructural: Zacatecas, Mexico, 1994, 815–827.
- [24] Meli, R. Comportamiento Sísmico de Muros de Mampostería Instituto de Ingeniería: México D.F, 1975.
- [25] Sánchez, T. et al. Estudio Experimental Sobre una Estructura de Mampostería Confinada Tridimensional, Construida a Escala Natural y Sujeta a Cargas Laterales; In Memorias del Décimo Congreso Nacional de Ingeniería Estructural, Yucatán, México; 1996, 909–918.
- [26] Teran Gilmore, A. Evaluación estructural basada en desplazamientos para edificaciones de mampostería confinada, el de desarrollo mexicano; V. López Guzmán, Ed.; Primera ed Lima, PERÚ, 2001.
- [27] Alcocer, S.M. Comportamiento Sísmico de Estructuras de Mampostería; Memoria del XI Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica: Veracruz, Mexico, 1997.
- [28] Zúñiga, O.; Terán, A. Evaluación basada en desplazamientos de edificaciones de mampostería confinada. 2008, 48(79), 25–48.
- [29] FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Rehabilitation Requirements 2000, (1), 1–518.
- [30] Gilmore, A.T. Capítulo 1 Análisis Sísmico No Lineal; 2015.
- [31] Taveras, M.A. Revisión de las recomendaciones para modelar y analizar estructuras de mampostería confinada ante carga lateral Universidad Nacional Autónoma de México: 2008.
- [32] Felippa, C.A. Introduction to finite element methods. University of Colorado, Boulder,

- <http://www.colorado.edu/engineering/CAS/courses.d/IFEM.d> 2004, (Asen 5007).
- [33] Mari, A.R. Numerical simulation of the segmental construction of three dimensional concrete frames. 2000, 22, 585–596.
- [34] SINEVI Población Total, estimada al 30 de Junio del año 2012. 2012.
- [35] INEC Compendio Estadístico Nicaragua 2000 -2002. 2002.
- [36] INETER DIRECCION GENERAL DE GEOFISICA -Sismicidad en Nicaragua/Placas Tectónicas. n.d., <http://webserver2.ineter.gob.ni/tect/tect-placas.html> [Apr 9 2018].
- [37] INETER Microzonificación Sísmica de Managua Geología. n.d., <http://webserver2.ineter.gob.ni/geofisica/sis/proyectos/micromana/3-geologia-resx.htm> [Apr 9 2018].
- [38] Frischbutter, A. Structure of the Managua graben, Nicaragua, from remote sensing images. - Geofisica Internacional 2002, 41(2), 87–102.
- [39] MIDAS midas CIVIL; MIDAS Information Technology Co. Ltd.: n.d.
- [40] CSI SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design; Computers and Structures Inc.: Berkeley, California, n.d.
- [41] American Concrete Institute (ACI) ACI 318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete; 2014, 10.2307/3466335.
- [42] MP-001 Norma Mínima De Diseño Y Construcción General De Mampostería; Reglamento Nacional de la construcción RNC: Managua, 2017.
- [43] CR-001 Norma mínima de diseño y construcción de Concreto Estructural; Reglamento Nacional de la construcción RNC: Managua, 2017, 236.
- [44] HAZUS 99-SR2 HAZUS Technical Manual; Federal Emergency Management Agency, FEMA & National Institute of Building Sciences: Washington, D.C., 2002.
- [45] DGRS Reglamento para Diseño y Construcción de Edificios en Mampostería Estructural R-027 N.280-07; Secretaría de Estado de Obras Públicas y Comunicaciones (SEOPC): Santo Domingo, 2007, 1–80.
- [46] Moreno-Herrera, J. et al. Out-of-Plane Design Procedure for Confined Masonry Walls; 2015, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001391.
- [47] Paulay, T.; Priestley, M.J. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings; Wiley & Sons: 1992.

- [48] Griffith, M.C. et al. Experimental Investigation of Unreinforced Brick Masonry Walls in Flexure; In Journal of Structural Engineering; 2004.
- [49] DIN EN 1996-1-1 Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 1-1: Allgemeine Regeln für bewehrtes und unbewehrtes Mauerwerk. 2013.
- [50] KTA 2201 Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen. 2013.
- [51] Lönhoff, M. et al. Analysis of the out-of-plane capacity of unreinforced masonry infill walls. Procedia Engineering 2017, 199, 693–698 10.1016/j.proeng.2017.09.125.
- [52] Nilson, A.N. Diseño de estructuras de concreto; McGRAW-HILL, Ed.; Duodécima 1999.
- [53] Varela-Rivera, J.L. et al. Comportamiento de muros de mampostería confinada con aberturas sujetos a cargas fuera del plano. Concreto y cemento. Investigación y desarrollo 2015, 7(1), 52–65.
- [54] Moncayo, T. et al. Análisis comparativo entre 13 leyes de atenuación y los registros de un sismo de grado 7 . 1 en magnitud Richter ocurrido en Japón .; 2016, 11.
- [55] Comité Técnico AEN/CTN 140 Eurocódigos estructurales Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. 2006, 208.
- [56] ACHE GT1/7 “Fatiga en hormigón” [Borrador]; 2018, Capítulo 5.

10. ANEXOS

Anexo 1

DESTINO	MÁXIMA (CV)	INCIDENTAL (VCR)
Residencial (Casa, apartamentos, cuarto de hoteles, internado de escuelas, cuarteles, cárceles, correccionales)	200	80
Salones de clase: Escuela primaria	250	150
Secundaria y Universidad	250	200
Hospitales (Salas y cuartos), Asilos, Centros de Salud y Clínicas.	200	100
Salas de operación	400	150
Oficinas: Despachos	250	100
Salas de Archivo	500	250
Bibliotecas: Salones de Lectura	300	150
Salón de Libros	600	400
Lugares de Reunión: Salones de Baile, gimnasios, restaurantes, museos y Salas de juegos	400	250
Auditorios, Cines, Templos: Sillas Fijas	350	250
Sillas móviles	500	250
Teatros: Vestíbulos	200	80
Piso del escenario	700	350
Graderías y tribunas	500	250
Lugares de Comunicación para peatones (Pasillos, escaleras, rampas y pasajes de acceso libre al público)	500	250
Estadios y lugares para espectáculo provisto de gradas (desprovisto de bancas o butacas)	500	350
Laboratorios	250	125
Comercio: Ligero	350	300
Semi-pesado	450	400
Pesado	550	500

Fábrica y Talleres: Ligero	400	350
Semi-pesado	500	450
Pesado	700	600
Bodegas: Ligero	450	400
Semi-pesado	550	475
Pesado	650	550
Techos de losas con pendiente no mayor de 5%	100	40
Techos de losas con pendiente mayor de 5%	50	20
Garajes y estacionamientos (para automóviles exclusivamente, altura controlada a 2.40 m)	250	150
Andamios y cimbra para concreto	150	100
Volados en vía pública (marquesinas, balcones y similares)	400	200

Anexo 2

Cubiertas de Techo (con material de fijación)

CONCEPTO	PESO (KG/M ²)
Zinc corrugado calibre 28	3.6
Zinc corrugado calibre 26	5.4
Zinc corrugado calibre 24	6.1
Asbesto cemento 5 mm tipo Tejalita	9
Asbesto Cemento o Fibrocemento, lámina ondulada 6 mm	18
Asbesto cemento autoportante tipo Canaleta	19
Autoportante tipo maxiplac	15
Teja de barro tipo española nacional, saturada.	50
Nota: en techo de teja deberá añadirse 35 kg/m en líneas de cumbrera y de limatesas	
Cartón asfáltico de 3 capas	35

Cielos rasos

CONCEPTO	PESO (KG/M ²)
Cielo raso de Plywood de 3/16" con estructura de madera	14
Cielo raso de Plywood de 1/4" con estructura de madera	16
Fibrocemento liso 4 mm con estructura de madera	18
Fibrocemento liso 6 mm con estructura de madera	22
Fibrocemento liso 4 mm con perfiles de aluminio	5
Fibrocemento liso 6 mm con perfiles de aluminio	7
Machihembre de 1/2"	7
Yeso con perfiles de aluminio	8
Placa de 1/2" de fibrocemento reforzada con malla de fibra de vidrio	18
Mortero: cemento cal y arena en malla metálica (15 mm)	30

Cubiertas de piso

CONCEPTO	PESO (KG/M ²)
Ladrillo de cemento	83
Ladrillo de barro	58
Ladrillo de Cerámica	30
Fibrocemento de 20 mm	22

Paredes

CONCEPTO	PESO (KG/M ²)
Planchetas para paredes prefabricadas, área visible, sin viga corona	110
Bloque decorativo de concreto	117
Lámina Troquelada con estructura de perlines	6
Estructura metálica con Durock en una cara y yeso en interiores	23

Esqueleto madera 2" x 3" con Plywood 1/4" ambas caras	10
Esqueleto madera 2" x 3" con Plycem 6 mm ambas caras	16
Bloque de cemento de 10 x 20 x 40	140
Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	200
Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	228
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 15 x 20 x 40	260
Mampostería Reforzada Bloque de cemento de 20 x 20 x 40	300
Paneles de doble electromalla de acero con núcleo de poroplast (2.5 de repello ambas caras)	150
Bloque sólido de barro de 5.6 cmx20.3 cmx10.5 cm	172
Bloque sólido de barro de 5.2 cmx25.3 cmx13.3 cm	210
Bloque sólido de barro de 5.8 cmx29.8 cmx15.2 cm	255
Piedra Cantera 15x40x60	255
Ventanas de Paletas de vidrio con Estructura de aluminio	20
Ventanas de Vidrio Fijo con Estructura de Aluminio	35

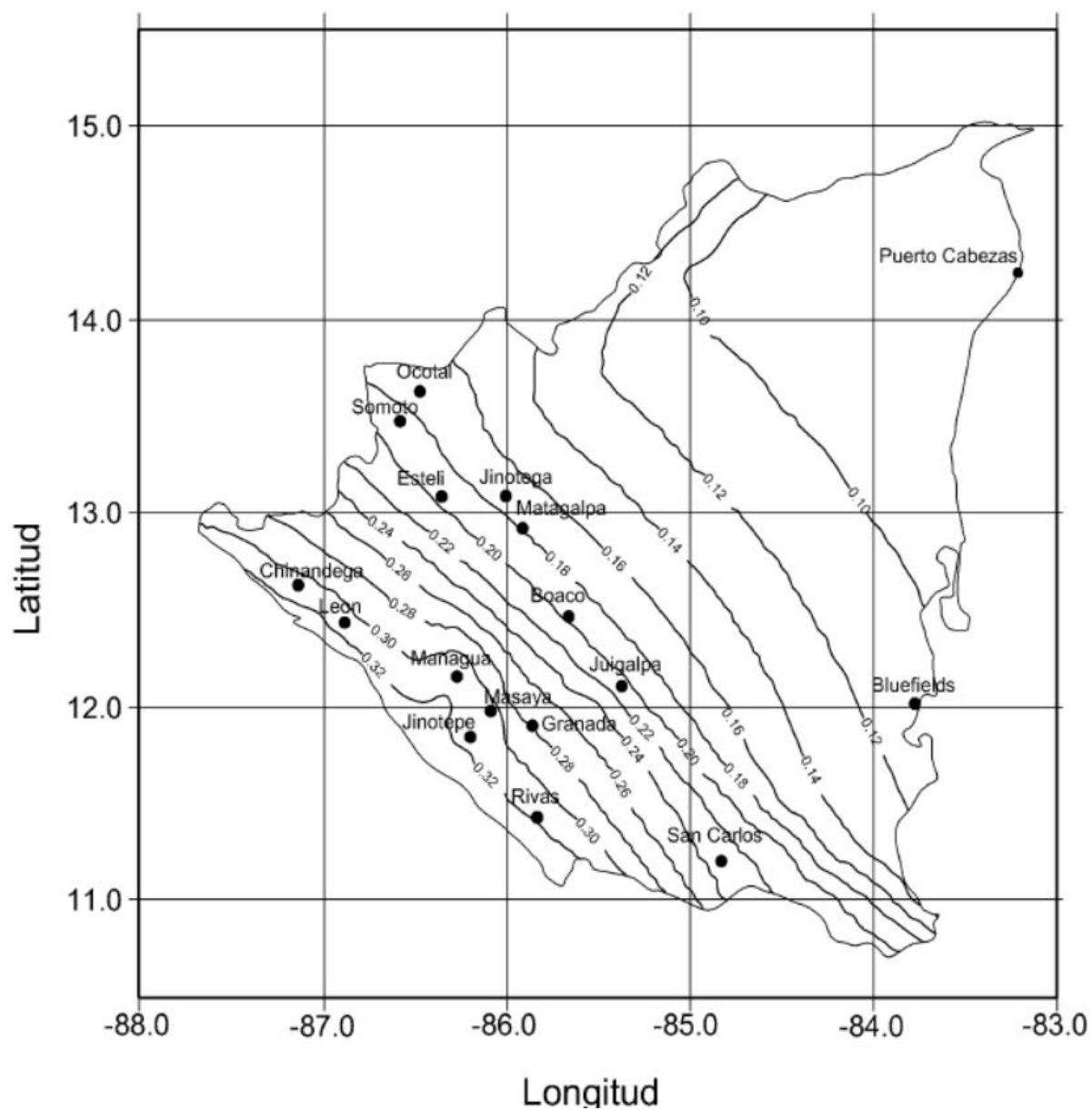
Nota: Para paredes con repello de 1 cm. de espesor, agregar 20 kg/m² por cada cara repellada.

Materiales de Construcción

CONCEPTO	PESO (KG/M ³)
Arena	1500
Arena de Pómez	700
Cal en polvo	1000
Cal en terrón	1000
Cemento en sacos	1600
Cemento en polvo	1200

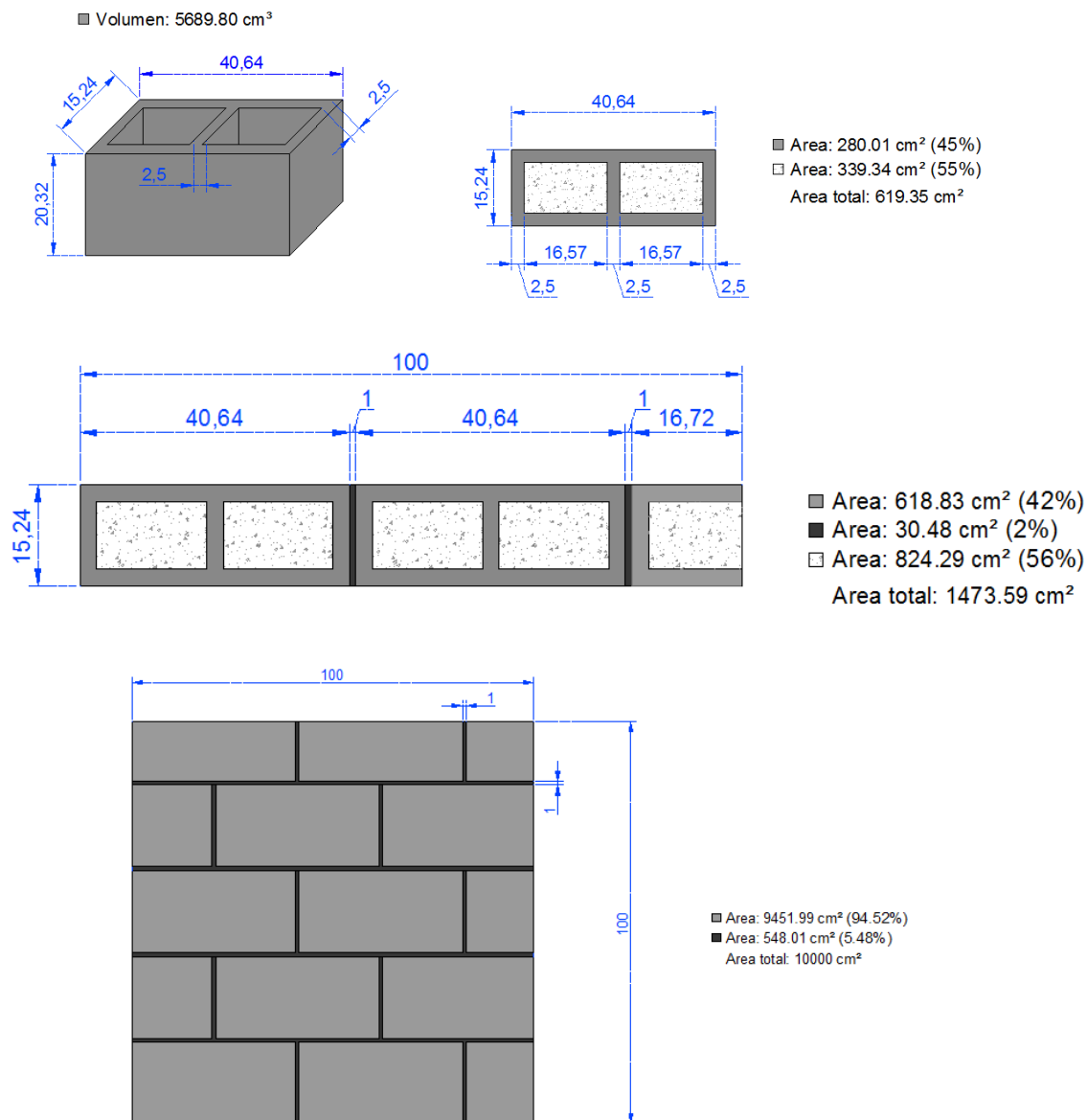
Grava	1700
Piedra cantera	1440
Acero Estructural	7850

Anexo 3



Coeficientes a_0 , para estructuras del grupo B

Anexo 4



$$\text{Peso de hormigón en masa} = 2.4 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$\text{Peso por m}^2 = 205.198 \frac{\text{kg}}{\text{m}^2}$$

Anexo 5

Modo N°	T (s)	Modo N°	T (s)
1	0.147	21	0.0491
2	0.092	22	0.0480
3	0.091	23	0.0474
4	0.082	24	0.0466
5	0.080	25	0.0456
6	0.078	26	0.0417
7	0.071	27	0.0402
8	0.068	28	0.0390
9	0.064	29	0.0390
10	0.061	30	0.0381
11	0.060	31	0.0374
12	0.058	32	0.0372
13	0.056	33	0.0361
14	0.055	34	0.0352
15	0.054	35	0.0345
16	0.054	36	0.0339
17	0.054	37	0.0325
18	0.053	38	0.0325
19	0.050	39	0.0317
20	0.050	40	0.0309

Anexo 6

Modo N°	T
	(s)
1	0.079076
2	0.07123
3	0.066168
4	0.063142
5	0.0462
6	0.041063
7	0.036858
8	0.035044
9	0.033552
10	0.031837
11	0.030665
12	0.029371
13	0.026751
14	0.023915
15	0.017781
16	0.015037
17	0.013545
18	0.012797
19	0.011858
20	0.011067